

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 80
3^e trimestre 1997

Convergence des galeries dans les formations salifères.
Mesures *in situ* et interprétation 3
Y. KAZAN, M. GHOREYCHI

Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse
des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols.
Présoutènement et préconfinement 17
P. LUNARDI

Comparaison entre l'approche de Marston
et l'approche allemande de conception structurelle
des conduites rigides enterrées 35
Y.G. DIAB, P. PERROTIN, J.-C. MANGIN

Influence sur le milieu de l'installation d'un panneau de paroi
moulée en béton dans une argile raide saturée 39
J.-B. KAZMIERCZAK

Étude numérique d'un modèle réduit de remblai
sur argile molle 53
Y. AKOU, J.-P. MAGNAN

Approche fiabiliste du comportement des canalisations enterrées 65
A. BENMANSOUR, G. AUVINET, A.H. SOUBRA

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE

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

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

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

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

Revue trimestrielle

Abonnement 1997 (numéros 78 à 81) franco : 645 F

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

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 01 48 24 93 39

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

N° d'imprimeur : 27151. Dépôt légal : octobre 1997

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.

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1997

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Convergence des galeries dans les formations salifères Mesures *in situ* et interprétation

Y. KAZAN

Université Libanaise,
Faculté de Génie II,
Département de Génie Civil,
Roumieh Liban
Anciennement G.3S

M. GHOREYCHI

G.3S Groupement
pour l'étude des Structures
Souterraines de Stockage
URA 317 (LMS),
École polytechnique,
91128 Palaiseau Cedex

Résumé

Cet article est une contribution à l'étude des structures souterraines dans les milieux viscoplastiques, notamment le sel gemme. Les principaux résultats obtenus pendant quatre années, dans une galerie d'expérimentation aux Mines de potasse d'Alsace, sont présentés. Ces mesures portent sur la température, la convergence des parements et le déplacement du massif. Une corrélation nette entre la variation périodique de la température de l'air et la convergence de la galerie est mise en évidence. Les mesures du déplacement du massif pendant le creusement de la galerie sont commentées. La prépondérance du déplacement différé lors de la première année par rapport aux années suivantes est interprétée par le comportement thermomécanique du massif salifère.

Un modèle analytique simple à géométrie cylindrique est employé en vue d'interpréter les résultats. La loi de Norton-Hoff comme loi de comportement est validée. Le caractère adimensionnel du modèle permet de proposer une méthodologie pour déterminer les caractéristiques rhéologiques du matériau à partir des résultats *in situ*. Malgré sa simplicité, ce modèle traduit parfaitement les principaux phénomènes caractéristiques observés lors de l'essai.

Closure of galleries in salt formations *In situ* measurements and interpretation

Abstract

This paper is a contribution to the study of underground structures in viscoplastic media, specially salt rock. Basic results obtained during four years in an experimental gallery belonging to the « Mines de Potasse d'Alsace » are presented. *In situ* measurements concern temperature, gallery closure, and rock mass displacement. A clear correlation between periodic change of air temperature and gallery closure is shown. Measurements of rock mass displacement during gallery excavation are commented. The fact that time dependent displacement obtained during the first year is more important than that of the following years is explained by thermomechanical behaviour of rock salt.

A simple analytical model of cylindrical geometry is employed to interpret the results. Norton-Hoff constitutive law is then validated. Dimensionless feature of the model allows to suggest a methodology for determination of rheological properties of the material using *in situ* measurements. Despite its simplicity, the model traduces perfectly the basic characteristic phenomena observed during the experiment.

Introduction

Historiquement, les premières études sur les structures souterraines dans le sel ont été réalisées à l'occasion de l'exploitation des mines de sel et de potasse. Le comportement viscoplastique du sel a commencé d'être pris en compte à partir des années 70 sur les cavités de stockage d'hydrocarbures. Cependant, l'étude des structures souterraines dans le sel a connu un développement très important durant la dernière décennie grâce aux nombreux essais *in situ* réalisés en couches ou en dômes de sel aux États-Unis (Projet *Waste Isolation Pilot Plant: WIPP* à New Mexico), en RFA (mine de Asse et site de stockage de Gorleben). Ces essais ont été réalisés en vue d'étudier le stockage de déchets radioactifs. En France, le premier essai *in situ* dans le sel a débuté en 1984, aux Mines de Potasse d'Alsace (Ghoreychi, 1991).

L'essai thermomécanique CPPS, Champ Proche de Puits de Stockage, est la deuxième expérience *in situ* réalisée en France dans une formation salifère. Cet essai a été effectué quelques années après l'expérience *Dry Dutch Hole* réalisée par nos collègues néerlandais dans la mine de sel d'Asse et pratiquement en même temps que l'expérimentation HAW (*Highly Active Waste*), récemment achevée, également dans la mine de Asse en RFA (GSF, 1995). L'essai, comme l'indique son nom, est destiné à l'étude du champ proche d'un puits de stockage. Il s'inscrit donc dans le cadre des études générales sur le stockage de déchets radioactifs en milieu géologiques entreprises en France préalablement au choix de laboratoires souterrains. Cependant, cet essai comporte de nombreuses mesures expérimentales visant à étudier la tenue mécanique des ouvrages souterrains (galeries et puits) et le comportement du massif encaissant ces ouvrages.

Nous relatons dans cet article les mesures effectuées exclusivement dans la galerie d'expérimentation. Les résultats seront interprétés d'un point de vue géotechnique et thermomécanique. Nous nous efforçons à mettre en relief les principaux phénomènes rencontrés lors de l'essai *in situ* et à les interpréter par un modèle volontairement simplifié.

Présentation de l'essai *in situ*

Après une présentation sommaire du site, de l'instrumentation et du déroulement chronologique de l'essai, nous passerons en revue les mesures effectuées, et commenterons les résultats obtenus afin de dégager les principaux phénomènes rencontrés lors de l'expérimentation.

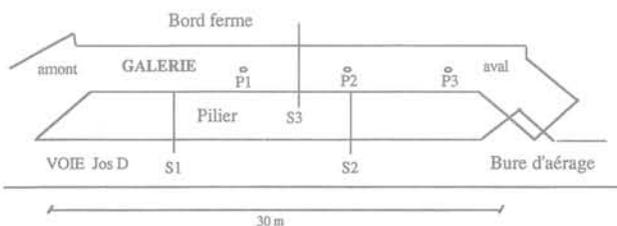


FIG. 1 Vue en plan de la galerie CPPS.
Plan view of CPPS gallery.

Site de l'essai

L'essai a eu lieu aux Mines de Potasse d'Alsace (MDPA), où plusieurs mines de sel sont exploitées entre 500 m et 900 m de profondeur. Chaque mine est accessible par plusieurs puits de production et d'aérage. L'essai CPPS s'est déroulé dans la mine d'Amélie à 520 m de profondeur, dans une couche de sel gemme de 20 m d'épaisseur, où des bancs marno-anhydritiques de faibles épaisseurs s'intercalent avec le sel gemme très pur (plus de 95 % de NaCl). En raison de la stratification à faible pendage et de la présence de nombreux intercalaires marno-anhydritiques, toutes les galeries ont été creusées en sections rectangulaires. L'aire de la section est de 15 m² en moyenne.

La galerie CPPS a été creusée en remontant depuis une voie préexistante (Jos D), avec une section rectangulaire d'une hauteur de 3 m et d'une largeur de 4 m (Fig. 1). La partie parallèle à la voie préexistante est de 30 m de longueur, tandis que la longueur totale de la galerie est de 40 m. La distance entre les axes de la galerie et de la voie Jos D est de 8 m, la largeur du massif qui les sépare, le « Pilier » est de 4 m. En adoptant la terminologie des mineurs, les quatre parties du massif avoisinant seront appelées : le mur, le pilier, le toit et le bord ferme. Les côtés latéraux de la galerie seront appelés : « les parements ».

Le toit a été *boulonné* pour des raisons de sécurité du fait de la présence des intercalations marno-anhydritiques sub-horizontales. Le soufflage du mur, phénomène observé pendant les six premiers mois qui ont suivi le creusement, a montré l'utilité de cette disposition. Précisons que le soufflage du mur a entraîné un décollement d'un banc de sel gemme de 0,5 m d'épaisseur, conduisant à une hauteur de galerie de 3,5 m. Le creusement de la galerie expérimentale s'est terminé par la réalisation d'un bure d'aérage, s'ouvrant sur la voie Jos D. Ce bure a permis l'aérage de la galerie en la reliant au réseau d'aérage de la mine d'Amélie.

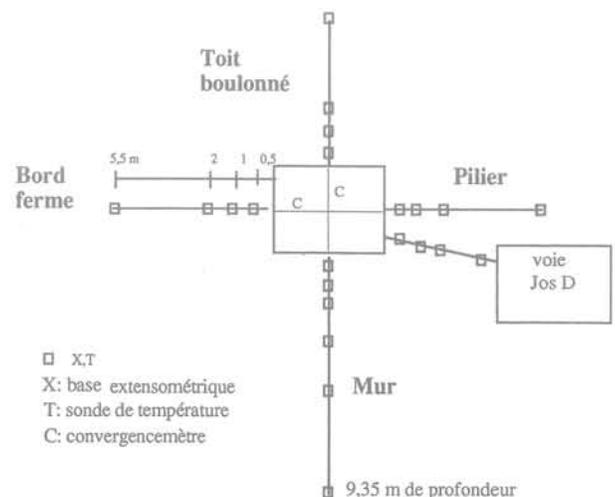


FIG. 2 Schéma de certaines bases de mesures de l'essai CPPS.
Scheme of a few bases of measurements of CPPS gallery.

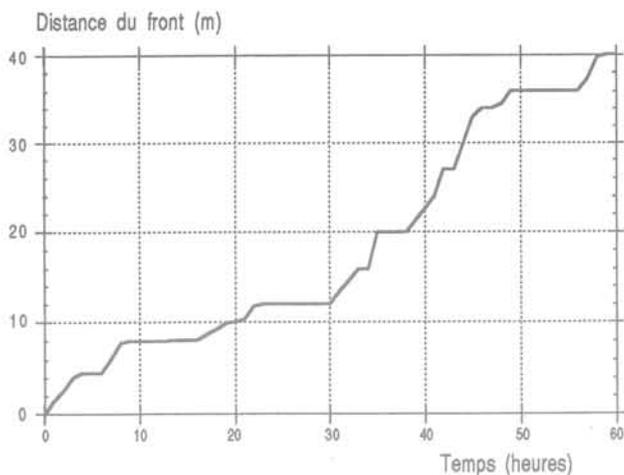


FIG. 3 Avancement du front de taille de la galerie CPPS.
Advance of CPPS gallery face.

2.2

Instrumentation

L'un des principaux objectifs de l'essai était l'étude de la tenue de la galerie expérimentale et du comportement du massif encaissant. Dans ce but, des capteurs de différentes natures (sondes de température, convergencemètres, bases extensométriques) ont été installés à de nombreux endroits (Fig. 2). Les instruments de mesure ont été spécialement conçus pour être particulièrement précis et peu sensibles à la variation de la température.

Afin de disposer d'instruments de mesure fiables et précis (ne présentant pas de dérive sous température ni dans le temps, et être suffisamment résistants à la corrosion due au contact avec le sel), nous avons été amenés au choix et à la conception des instruments suivants :

- sondes platine à quatre fils (au lieu de thermocouples classiques) permettant de ne pas faire intervenir la longueur des câbles électriques dans la mesure, précision = $0,1^\circ\text{C}$. Les sondes ont été couvertes d'une gaine protectrice de la corrosion dans le massif. Le nombre important des sondes platine utilisées montre l'importance accordée à la mesure de température. Ceci est dû au fait que le comportement du sel gemme est très thermo-sensible ;

- capteurs de déplacement (précision d'un micromètre) fondés sur le principe de la mesure du champ inductif à partir du déplacement d'un noyau amagnétique au sein de deux bobines. Les tiges d'extensométrie sont en silice ayant un coefficient de dilatation très faible ($10^{-7}^\circ\text{C}^{-1}$). Ce choix a permis d'assurer que l'élongation thermique ne dépasse pas $1\ \mu\text{m}/^\circ\text{C}$ pour une longueur de tige de 10 m ;

- utilisation de fils « Invar » pour les convergencemètres placés dans la galerie (coefficient de dilatation thermique = $10^{-8}^\circ\text{C}^{-1}$ pour les températures inférieures à 40°C ;

- utilisation du système de pilotage et d'acquisition de données SELTICA, conçu spécialement pour les essais *in situ* par B. Bazargan (Bazargan, 1988).

Les capteurs et l'ensemble du système de mesures ont fait l'objet de nombreuses vérifications avant leur

mise en place *in situ*. Le choix de l'emplacement des capteurs a été guidé par les objectifs suivants :

- accéder, radialement, à des variations de la température et du déplacement, et vérifier la dissymétrie éventuelle de ces variations au toit, au mur, dans le pilier et au bord ferme de la galerie ainsi que dans l'axe de la galerie et autour des puits destinés aux essais thermo-mécaniques ;

- disposer de bases de mesure les plus proches possibles des parois de la galerie. Dans la pratique, il a fallu s'écarter de quelques décimètres de la paroi, du fait de la déviation inévitable des axes de la galerie et des puits par rapport aux directions définies dans le projet ;

- disposer de bases de mesure suffisamment éloignées des parois (points « fixes »). Un compromis consistait à s'éloigner de 5,5 m dans le toit, le pilier et le bord ferme, et de 9,5 m au mur, à l'interface entre les bancs de sel gemme et les bancs marno-anhydritiques.

2.3

Chronologie de l'essai

Les résultats présentés ci-après portent sur quatre années successives (1 461 jours, du 3 avril 1989 jusqu'au 2 avril 1993). L'instrumentation du site expérimental a débuté par l'installation de deux tiges extensométriques obliques, équipées chacune de quatre bases extensométriques dans les sections S1 et S2, mises en place depuis la voie Jos D. Le but de ces capteurs est de mesurer le déplacement élastique instantané du massif dû au creusement, ainsi que le déplacement dû au fluage primaire du massif. Faute de courant disponible lors du creusement, du fait de l'impératif de sécurité de la mine (grisou), les mesures ont été effectuées manuellement pendant le creusement.

Le creusement de la galerie, assuré par une machine à attaque ponctuelle, a duré soixante heures (du 3 avril 1989 à 8 heures jusqu'au 5 avril à 19 heures), pour une longueur totale de 40 m. La figure 3 montre l'avancement du creusement en fonction du temps.

Une fois le creusement achevé, le toit a été boulonné avant qu'on installe les capteurs de mesure. La phase préliminaire du suivi du comportement du massif, a commencé quelques jours après pour durer six mois environ, pendant lesquels le phénomène de soufflage du mur a été observé. Alors, les travaux dits de rabas-senage (dans le jargon minier) du mur ont ramené la hauteur de la galerie à 3,5 m. Trois puits verticaux ont été ensuite forés au mur de la galerie pour y installer des sondes chauffantes. Le premier essai de chauffe a commencé au jour 1100. Son effet est manifeste sur la plupart des courbes de mesure.

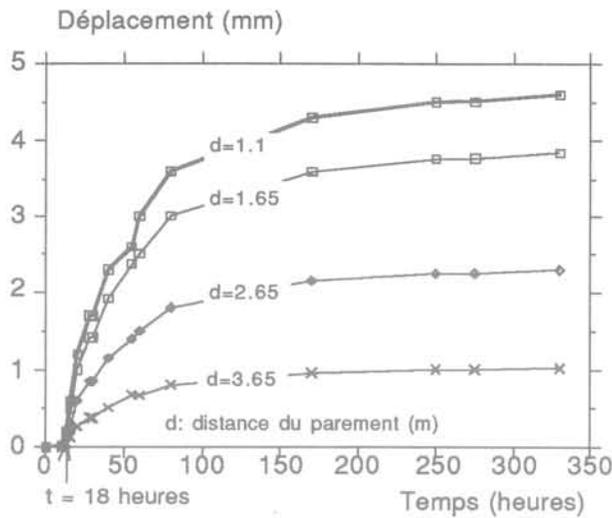
3

Principaux résultats

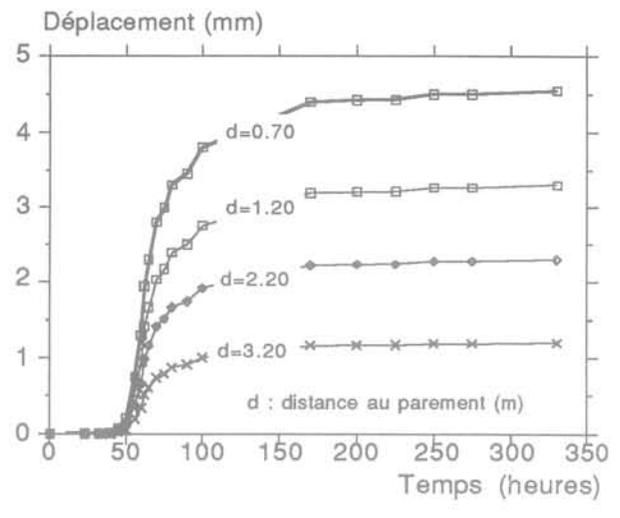
3.1

Creusement de la galerie

L'extensométrie a été réalisée, comme nous l'avons déjà précisé, même lors de l'excavation de la galerie au moyen de deux extensomètres obliques, implantés à partir de la voie d'accès Jos D, dans ce qui est devenu



a - Section S1



b - Section S2

FIG. 4 Déplacements du massif depuis le creusement de la galerie CPPS.
Rock mass displacement since the excavation of CPPS gallery.

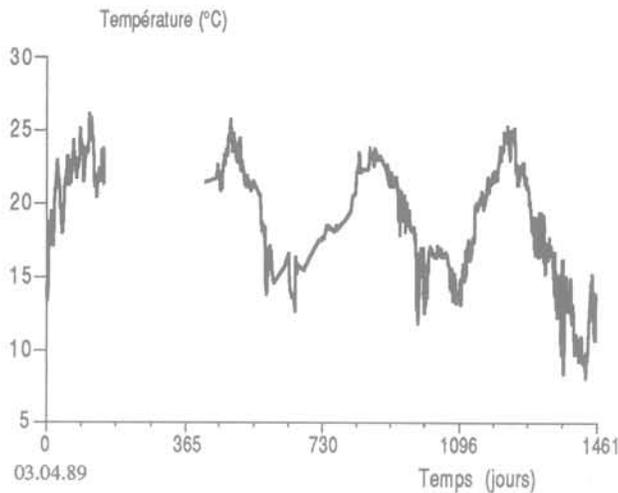


FIG. 5 Température ambiante de l'air de la galerie CPPS.
Air temperature of CPPS gallery.

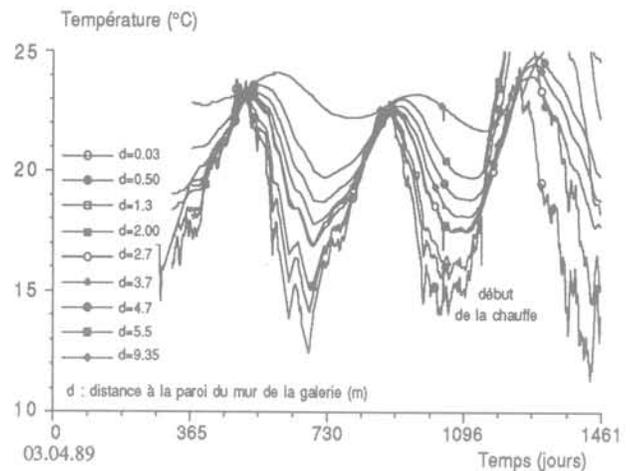


FIG. 6 Température au mur de la galerie CPPS.
Roof temperature of CPPS gallery.

après l'excavation le pilier. Les figures 4a et 4b montrent respectivement le déplacement du massif dans les sections S1 et S2, repérées sur la figure 1, pendant les deux premières semaines qui ont suivi le creusement de la galerie CPPS.

Nous remarquons que le déplacement du massif dans la section S1, située à 9,5 m à l'entrée de la galerie, commence à devenir perceptible au bout d'environ 18 heures, bien avant celui de S2, située à 22,5 m de l'entrée de la galerie. Le déplacement de cette dernière section commence à être significatif au bout de 40 heures. Ces deux instants correspondent à l'arrivée du front de taille à ces sections (voir Fig. 4). Le déplacement d'une section n'est perceptible qu'après l'arrivée du front de taille à cette section. Ainsi, ces mesures correspondent au *déplacement élastique et au fluage primaire* du massif qui se stabilise au bout d'une semaine environ. Les déplacements différés dus au fluage

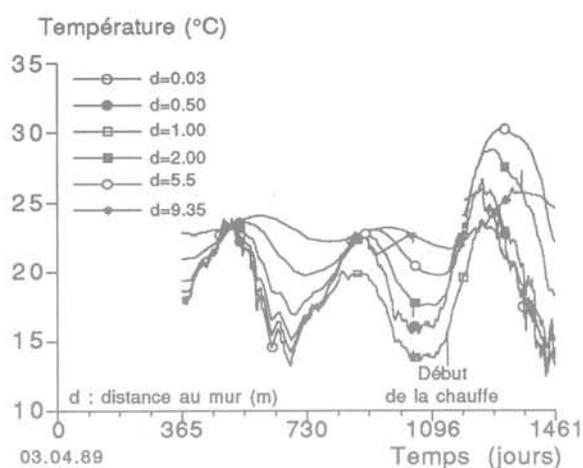
secondaire n'ont pas encore pu être détectés par les capteurs.

3.2

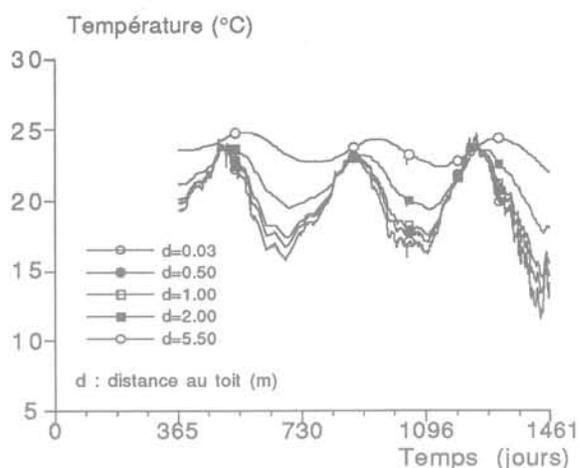
Température

Rappelons que la température naturelle du massif à la profondeur de la galerie est de 36 °C. La figure 5 présente l'évolution de la température ambiante de l'air de la galerie CPPS. On y reconnaît une *allure périodique* à l'échelle de plusieurs années : oscillation autour de 16 °C avec un minimum de 7 °C en hiver 1993 et un maximum de 26 °C pendant les étés.

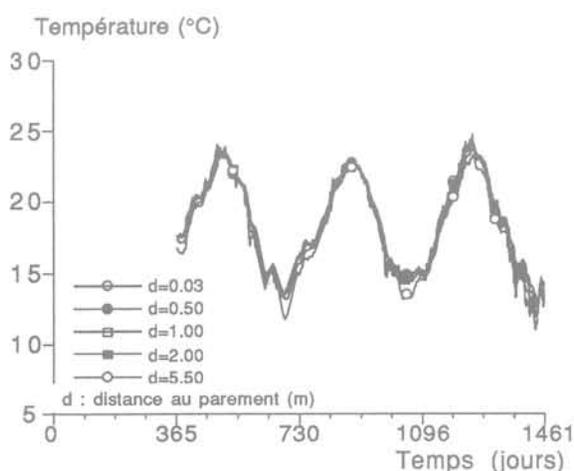
Au sein d'une période d'un an, on observe des variations plus ou moins irrégulières mensuelles, hebdomadaires voire même journalières. Ces variations se



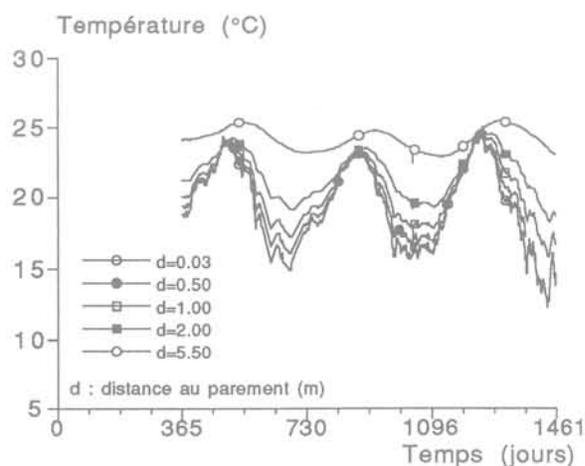
a - mur



b - toit



c - pilier



d - bord ferme

FIG. 7 Température dans les quatre parties du massif.
Temperature in four parts of rock mass.

manifestent même aux points les plus éloignés de la paroi de la galerie, à une dizaine de mètres à l'intérieur du massif (Fig. 6). Bien que les variations s'atténuent au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la paroi, la périodicité de la température ambiante est encore bien visible à 9,35 m de profondeur par des variations de faible amplitude. Ce phénomène tient à la grande diffusivité thermique du sel gemme ($3.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ soit trois fois plus importante que la moyenne des géomatériaux).

Une comparaison entre la température de l'air et celle de la paroi de la galerie montre que la continuité de la température n'est pas assurée entre l'air et la paroi de la galerie. Ce phénomène, caractéristique d'un échange thermique par convection entre l'air et le massif, tient à l'aération de la galerie. Il est à noter que la vitesse de l'air n'est pas très élevée dans la galerie CPPS. Une vitesse de ventilation d'air beaucoup plus élevée (théoriquement infinie) conduirait à la continuité de la température sur la paroi, tandis qu'une vitesse nulle aboutirait à des écarts plus importants.

Concernant les différentes parties du massif, on note, comme il est normal, que le pilier se distingue des autres parties du fait de son exposition simultanée aux aérations des deux galeries qui le délimitent (Fig. 7). Néanmoins, à quelques degrés près, le champ de température est identique aux quatre côtés du massif, à condition toutefois d'exclure la période postérieure au chauffage du puits (jour 1100) qui affecte considérablement le comportement du mur de la galerie.

3.3

Convergence de la galerie

Du fait de sa facilité et de sa fiabilité, la mesure de convergence est largement utilisée en géotechnique. Cette mesure revêt un intérêt particulier dans le cas du sel gemme, matériau qui ne possède en principe aucun seuil de viscoplasticité. Il s'ensuit que toute cavité non

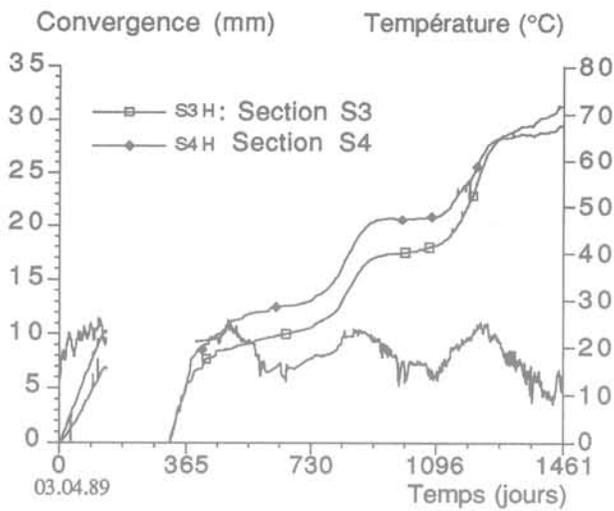


FIG. 8 Convergence horizontale de la galerie CPPS.
Horizontal closure of CPPS gallery.

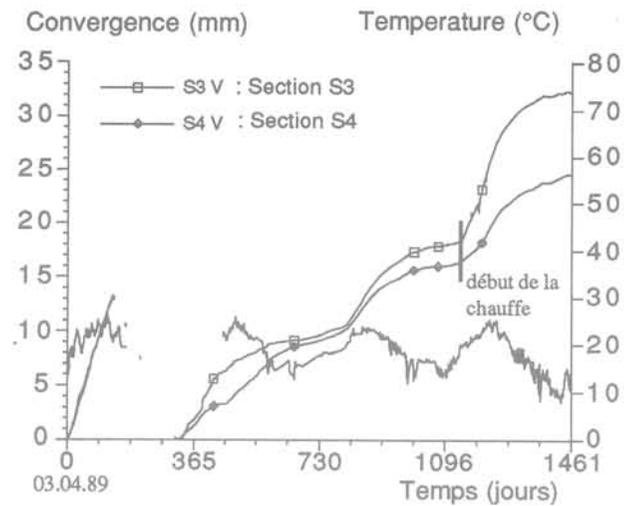


FIG. 9 Convergence verticale de la galerie CPPS.
Vertical closure of CPPS gallery.

soutenue creusée en milieu salifère se déforme jusqu'à sa fermeture totale. La vitesse de convergence constitue une donnée essentielle caractérisant la stabilité à long terme de l'ouvrage. Une vitesse modérée (typiquement inférieure à 1 % par an pour fixer les idées) conduit rarement à des désordres mécaniques (écaillage de la paroi, effondrement de l'ouvrage), alors qu'une vitesse élevée (plusieurs pour cent par an) aboutit souvent à une instabilité mécanique de l'ouvrage à long terme.

Sur les figures 8 et 9 sont rapportées les convergences, horizontales et verticales, mesurées durant quatre ans dans deux sections, S3 et S4. Nous remarquons, dans toutes les bases de mesure, une certaine *stabilité* de la vitesse de convergence. Au cours des deux dernières années du suivi, la convergence est

d'environ 10 mm/an, soit 0,25 % par an en moyenne (section de la galerie 3,5 m x 4 m). C'est une vitesse de convergence relativement faible qui témoigne de la *bonne tenue mécanique* de la galerie CPPS.

On remarque également un *écart peu important* entre les déplacements horizontaux et verticaux. Cet écart est lié à l'anisotropie du champ de contraintes initiales régnant autour de la galerie (la galerie est creusée dans une mine et non au sein d'un massif infini), à l'anisotropie des terrains sédimentaires ainsi qu'à l'absence d'homogénéité du champ de température autour de la galerie. Il convient de noter une accélération de la convergence verticale après le démarrage de la chauffe. Ce phénomène est lié au soulèvement du mur de la galerie par suite de la dilatation thermique du sel.

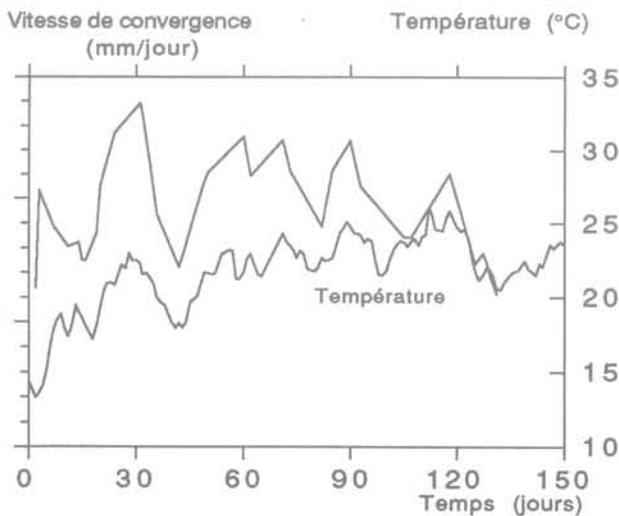
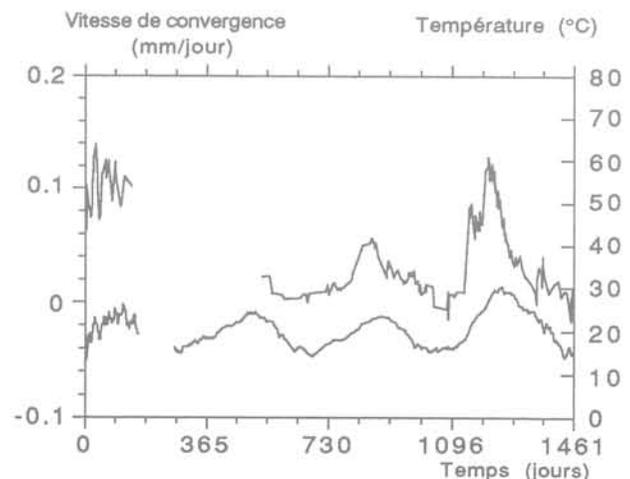


FIG. 10 Vitesse de convergence verticale de la section S3.
Vertical closure rate at section S3.



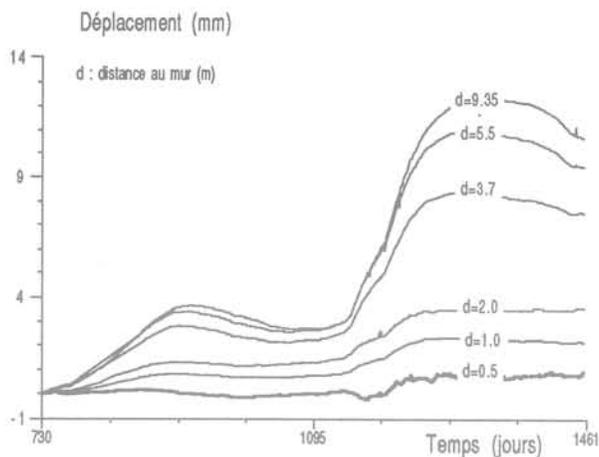


FIG. 11 Déplacement relatif du mur par rapport à la paroi de la galerie CPPS.
Relative displacement of the floor with respect to the wall of CPPS gallery.

Mais le phénomène le plus significatif est la *corrélation entre la vitesse de la convergence et la température ambiante* (voir Fig. 10) : la convergence s'accélère en été et s'estompe pratiquement en hiver. Mais, aucune divergence de la paroi n'est cependant observée. Ce phénomène montre combien le comportement mécanique du sel d'Amélie est sensible à la température. Notons que la vitesse de convergence pendant l'été de la première année est d'environ 0,1 mm/jour, tandis qu'elle ne dépasse pas 0,04 mm/jour pendant la troisième année. L'augmentation brusque de la vitesse de convergence durant la quatrième année de l'essai est due à l'essai de chauffage réalisé dans un forage au mur.

La mesure de convergence fournit le déplacement relatif de deux points sur les parements opposés, mais ne permet pas, à elle seule, d'identifier l'origine du déplacement prépondérante. C'est pourquoi ces mesures ont été complétées par des mesures d'extensométrie au sein du massif.

3.4

Extension du massif

L'extension du massif a été mesurée, après le creusement, dans les quatre parties du massif encaissant la section médiane S3 à différentes distances de la paroi. Pour des raisons techniques, les points d'ancrage des tiges extensométriques ont été placés à la paroi de la galerie. Ainsi, chaque tige suit entièrement le déplacement U_0 de la paroi. De ce fait, les mesures brutes fournies par les bases extensométriques v_i correspondent à des déplacements relatifs par rapport à la paroi. La détermination du déplacement de la paroi serait alors indispensable pour connaître le déplacement réel du massif. Une approximation simple consiste à négliger le déplacement de la base la plus éloignée du mur de la galerie. Cette hypothèse est d'autant plus vraisemblable que la dernière base se situe assez loin de la paroi de la galerie.

Les courbes de la figure 11 correspondent au déplacement de six bases d'une tige extensométrique située au mur de la galerie. Ces déplacements étant comptés à partir de la paroi, nous comprenons pourquoi les valeurs sont d'autant plus grandes que la base considérée se trouve loin. Les courbes correspondant aux distances de 9,35 m et 5,5 m coïncident presque parfaitement (hors la période de chauffe). Ce fait montre que les déplacements de ces bases sont négligeables par rapport à celui de la paroi. Ainsi, nous pouvons confondre les déplacements de la paroi avec les valeurs signalées par les bases les plus éloignées. Pour s'assurer de la validité de cette supposition, il reste à vérifier que la somme des déplacements des deux parois opposées correspond bien aux valeurs mesurées par les convergencemètres.

Les figures 12a et 12d correspondent aux mesures réalisées pendant les cinq premiers mois qui ont suivi le creusement de la galerie. On s'aperçoit que le déplacement immédiat du mur est prépondérant par rapport aux déplacements des autres parois, ce qui s'explique par le phénomène de *soufflage du mur* survenu sur le site de l'essai. Les déplacements des bases situées dans le pilier sont bien plus grands que ceux du toit et du bord ferme ; ce qui est probablement dû à la concentration de contraintes déviatoriques dans le pilier.

Les figures 13a à 13d présentent les mesures de déplacements réalisées pendant les deux dernières années de l'essai. Cette période commence après la remise en état du mur de la galerie rendu nécessaire par le décollement du premier banc. On remarque des déplacements centimétriques cumulés pendant les deux dernières années. Ces valeurs sont compatibles avec la convergence et confirment la fiabilité de l'ensemble des mesures de déplacements.

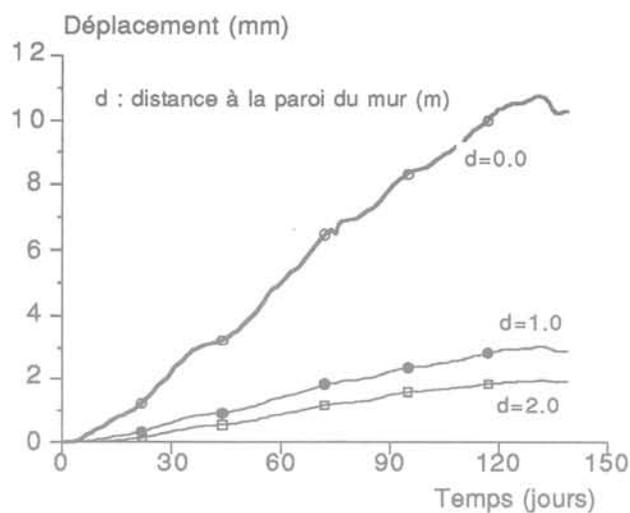
4

Interprétation des mesures

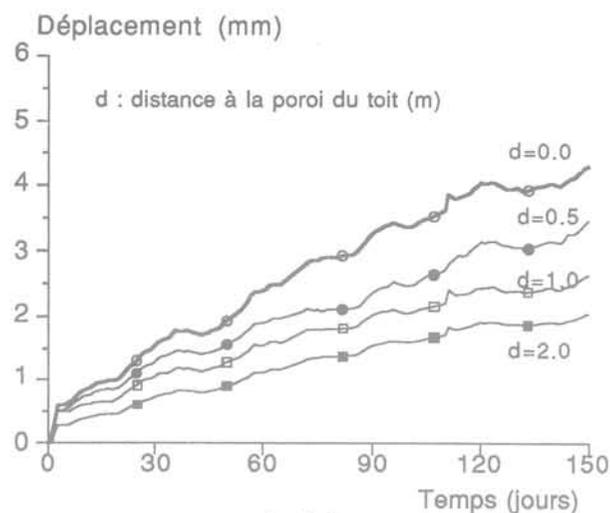
En nous limitant exclusivement à l'analyse du champ de déplacement, nous allons interpréter les résultats de l'essai *in situ* par un modèle analytique simplifié, celui d'une cavité cylindrique soumise à la température, dans un milieu viscoplastique de Norton-Hoff.

Tenter d'interpréter les résultats de l'essai CPPS à partir d'un modèle analytique simple est un pari difficile. En effet, le milieu est loin d'être homogène et isotrope, l'isotropie du champ de contraintes initiales n'est pas assurée, la galerie se trouve à proximité des ouvrages voisins, et sa section est rectangulaire. Il est donc évident qu'une modélisation fine ne peut être effectuée que par un calcul numérique aux éléments finis par exemple. Mais, nous choisissons volontairement la voie analytique en visant les deux objectifs suivants :

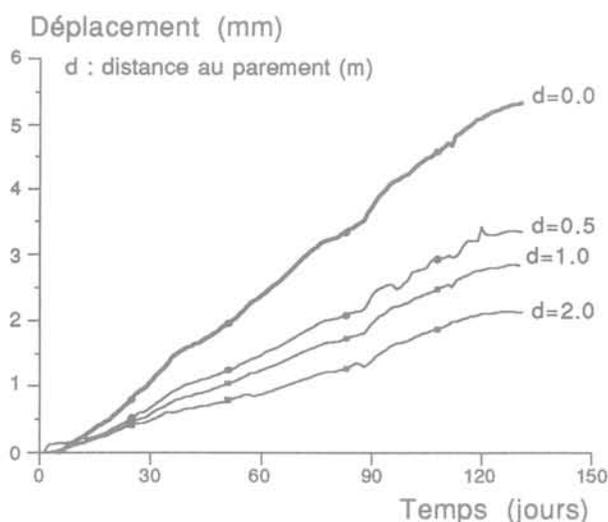
- démontrer qu'en dépit de leurs complexités, certains aspects du comportement des structures souterraines (phénomènes, ordres de grandeurs...) peuvent être compris et analysés plus facilement par des modèles simples ;
- dégager de l'essai *in situ*, des renseignements généraux utiles à l'analyse des comportements thermomécaniques de tout ouvrage souterrain dans le sel.



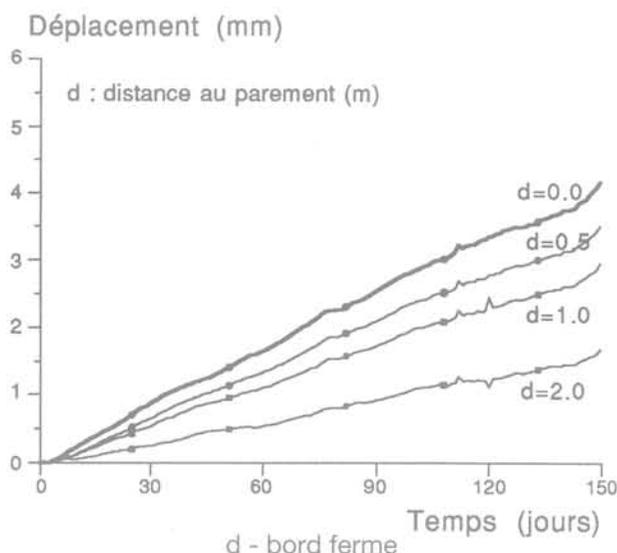
a - mur



b - toit



c - pilier



d - bord ferme

FIG. 12 Déplacement du massif durant les cinq premiers mois de l'essai.
Rock mass displacement during the first five months.

4.1

Constatations expérimentales

L'analyse globale des courbes de convergence de la galerie révèle quelques caractéristiques permettant l'utilisation d'un modèle analytique simple (cavité cylindrique), objet du paragraphe 4.3. Les faits suivants sont en particulier constatés :

1. *Uniformité relative* des deux convergences, verticale et horizontale. Cette observation permet de simuler la galerie, en première approximation, par une cavité cylindrique de rayon égal à 2 m ;
2. *Stabilité* de la convergence moyenne au cours des dernières années de l'essai (0,25 %/an). La convergence étant prépondérante pendant la première année. Cette observation permet de justifier l'adoption de la loi de Norton-Hoff, comme loi de comportement du sel étudié. Cette loi est en mesure d'interpréter la légère diminution progressive de la vitesse de convergence rela-

tive aux mêmes périodes saisonnières, au cours des différentes années. En effet, le calcul montre une diminution continue de la vitesse de convergence de la structure, même si la loi de comportement utilisée repose sur le concept de fluage stationnaire, valable pour l'essai de fluage réalisé au laboratoire ;

3. *Amplitude négligeable* de la convergence due au fluage primaire. Ce fait, mis en évidence par les extensomètres obliques mesurant le déplacement du massif au creusement de la galerie, a déjà été commenté ;
4. *Sensibilité considérable à la température*. La vitesse de convergence, marquée par l'influence de la variation de la température, en oscillant autour d'une moyenne de 0,05 mm/jour, s'annule en hiver (Fig. 8 et 9).

Ce dernier phénomène n'est pas lié seulement à la variation de la viscosité en fonction de la température. En effet, l'évolution de la viscosité du sel gemme en fonction de la température suit la loi d'Arrhénius d'expression exponentielle décroissante. En prenant une valeur typique de la constante d'activation de

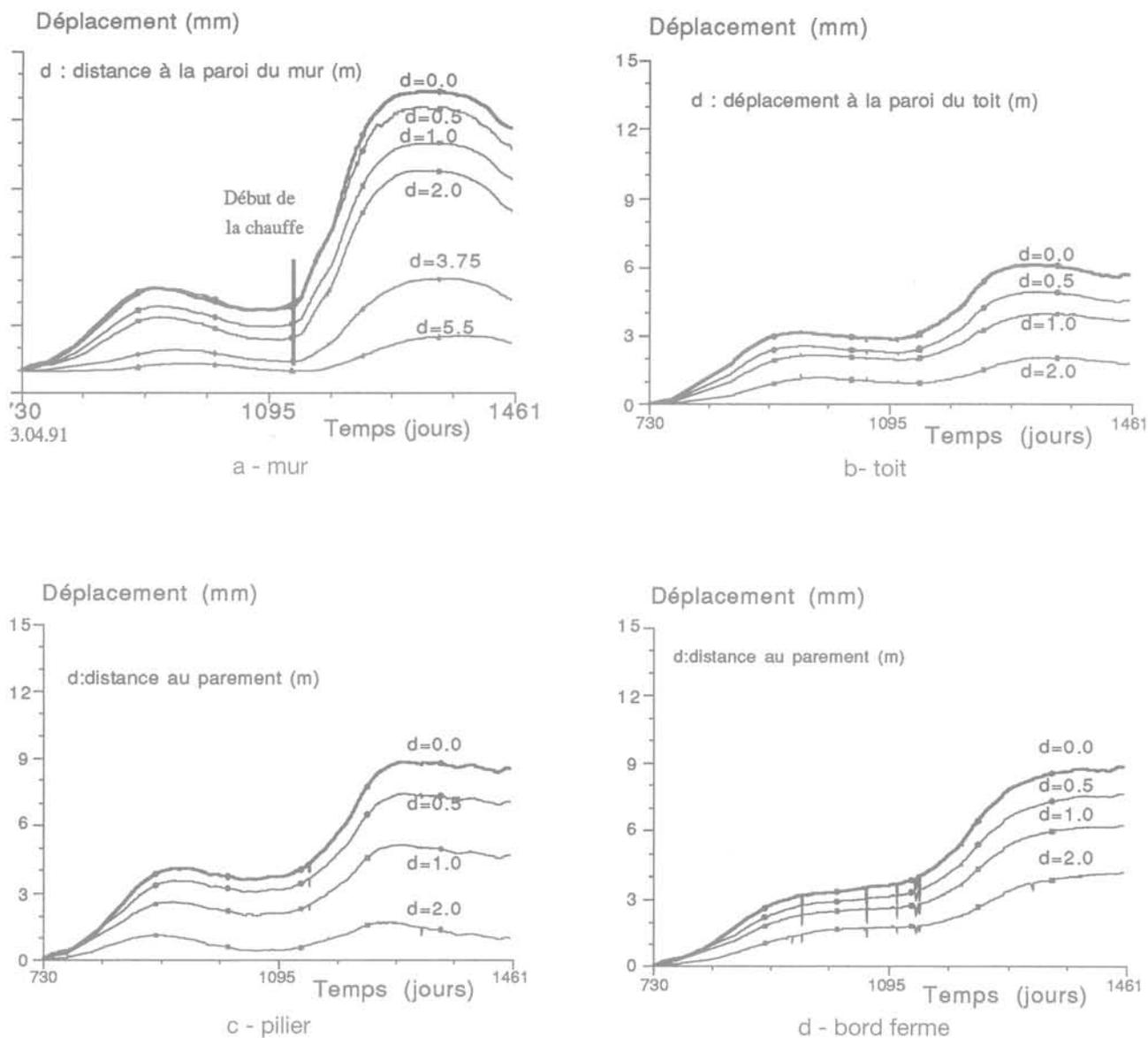


FIG. 13 Déplacement du massif durant les deux dernières années de l'essai.
Rock mass displacement during the last two years of the test.

5 600 Kelvin pour la loi d'Arrhénius, une variation de température de $\pm 10^\circ\text{C}$ conduirait à une modification du coefficient de fluidité dans l'intervalle [0,5 à 2], soit un rapport de 4 alors que la vitesse *in situ* varie dans un rapport pratiquement infini. Nous verrons dans le paragraphe suivant que cet écart important provient réellement de la variation de la contrainte déviatorique dans le massif. En effet, le déviateur g en paroi de la galerie est composé de deux parties, d'origines mécanique et thermique :

$$g = g_{\text{mec}} \pm \frac{E\alpha}{1-\nu} T_0 f(t)$$

T_0 étant l'amplitude de la variation de la température, $f(t)$ fonction qui tient compte des déformations viscoplastiques. Ainsi, en hiver, des contraintes thermiques négatives en valeur absolue (contraintes de traction liées au refroidissement) viennent diminuer considérablement le déviateur jusqu'à l'annuler. Ce phénomène, qui sera

illustré plus loin par un calcul thermomécanique, est à l'origine de la diminution notable de la vitesse de convergence pendant l'hiver.

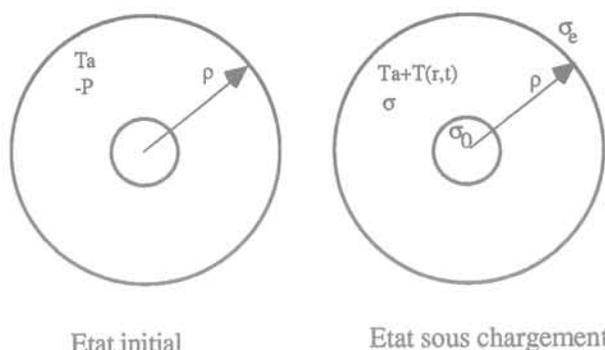
4.2

Hypothèses simplificatrices

4.2.1

Milieu

Le site de l'essai se trouve dans un banc de sel gemme traversé par des lits marno-anhydritiques d'épaisseur centimétrique. Le banc de sel s'étend sur quelques mètres au toit et au mur de la galerie. Nous proposons d'assimiler, d'une manière simplifiée, l'ensemble des terrains encaissant la galerie CPPS à un banc équivalent défini de la façon suivante :



Etat initial

Etat sous chargement

FIG. 14 Schématisation du problème en géométrie cylindrique.
Idealisation of the problem with cylindrical geometry.

a) *continu* (d'un point de vue de déplacement). C'est une hypothèse valable, confirmée par les mesures d'extensométrie (le seul décollement survenu étant le soufflage du premier banc du mur, juste après le creusement de la galerie);

b) *isotrope* (d'un point de vue de propriétés mécaniques). Cette hypothèse, discutable dans tout terrain sédimentaire, va en général de pair avec une certaine homogénéisation du massif;

c) *milieu salifère infini*. Les mesures de déplacement mettent en évidence que le comportement du massif est déterminé par celui des bancs de sel gemme. Les déplacements se poursuivent d'une manière plus ou moins stationnaire, ce qui est dû au fluage du sel gemme. En outre, l'épaisseur du banc de sel est d'environ trois fois la hauteur de la galerie.

4.2.2

Contraintes naturelles

Étant unanimement admis que le sel est théoriquement dépourvu de tout seuil d'écoulement viscoplastique, on ne peut pas admettre, à l'échelle géologique, l'existence d'un déviateur de contraintes naturelles dans un massif salifère homogène suffisamment étendu. Cette situation peut être le cas d'un dôme de sel, mais non nécessairement d'un gisement de sel en couches stratifiées.

Par ailleurs, les valeurs des convergences mesurées dans la galerie dans les direction verticale et horizontale sont très proches (l'écart n'excède pas 10%). C'est pourquoi, nous assimilons l'état de contraintes régnant dans le massif avant le creusement de la galerie CPPS à un champ isotrope. Ce champ correspond à une contrainte moyenne résultant du poids du recouvrement (environ 10 MPa à 500 m de profondeur).

4.3

Modèles analytiques

4.3.1

Hypothèses et équations

Nous traitons le problème d'une structure cylindrique de longueur supposée infinie, et de rayons inté-

rieur et extérieur respectivement $r_0 = 1$ et $r_e = \rho$. L'état initial est caractérisé par un champ de contraintes isotrope $\underline{\sigma}_i = -\underline{1}$, et par des déformations initiales nulles ($\underline{\epsilon}_i = 0$). Le champ de température initiale est supposé également uniforme ($T_i = T_a$). La structure subit un chargement mécanique sous forme de contraintes radiales σ_o et σ_e imposées respectivement sur les parois intérieure et extérieure (Fig. 14). Elle subit également un chargement thermique caractérisé par une variation de température $T = T(r, t)$. La symétrie géométrique de la structure et des chargements, mécanique et thermique, permet de représenter l'espace par la seule variable radiale r . Le problème est alors axisymétrique et en déformations planes.

Nous adoptons les hypothèses suivantes qui s'expriment par les équations du cadre 1 :

H1: *petites perturbations*;

H2: *partition des déformations*: La déformation totale en tout point de la structure est la somme de deux déformations: élastique et anélastique;

H3: *élasticité homogène, linéaire et isotrope*: La déformation élastique est liée au champ de contraintes donné par la loi de Hooke;

H4: *isotropie thermique*: Le coefficient de dilatation thermique est un scalaire α .

Le problème comporte sept inconnues: le déplacement radial u , trois composantes de contraintes: σ_r , σ_θ et σ_z , et trois composantes de déformations anélastiques: ϵ_r^{an} , ϵ_θ^{an} , et ϵ_z^{an} . Le système d'équations du cadre 1, comprenant quatre équations, permet d'exprimer le déplacement et les contraintes en fonction des déformations anélastiques; E , ν et α étant le module d'élasticité, le coefficient de Poisson et le coefficient de dilatation thermique. Le choix de la loi de comportement anélastique fournira les équations supplémentaires.

Le problème revient à résoudre un système de quatre équations à quatre inconnues, les trois composantes de déformations anélastiques étant considérées comme paramètres (cadre 1). Les équations - solutions du système sont classées dans le cadre 2. Les démarches de résolution du système d'équations sont détaillées dans (Kazan, 1994).

4.3.2

Loi de comportement

En dehors de quelques lois, proposées dans le temps, considérant la plasticité du sel (Hardy, 1959, Serata, 1964), deux principales familles de loi, fondées sur deux écoles de pensée parmi les plus répandues à travers le monde, font l'objet de l'étude. La première considère une stabilisation de la vitesse de déformation viscoplastique au-delà d'une phase de fluage primaire (ou transitoire). Cette famille, qui est connue sous le nom de « Norton-Hoff » (Langer, 1981; Wawersik, 1981), admet donc l'existence du fluage stationnaire (établi). La deuxième famille considère en revanche une diminution progressive de la vitesse de déformation et traduit la rhéologie du sel par des lois appartenant à la famille « Lemaître-Menzel-Schreiner » (Menzel et Schreiner, 1977; Vouille *et al.*, 1983; Lux et Heusermann, 1983; Piper, 1989), caractérisée par l'écrouissage. Toutefois, les deux lois s'accordent sur les traits principaux du comportement thermomécanique du sel gemme et admettent que:

Système d'équations

System of equations

$$\begin{aligned}
 E \frac{\partial u}{\partial r} &= \sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z) + E \varepsilon_r^{an} + E\alpha T(r,t) + P(1-2\nu) \quad (a) \\
 E \frac{u}{r} &= \sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z) + E \varepsilon_\theta^{an} + E\alpha T(r,t) + P(1-2\nu) \quad (b) \\
 0 &= \sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) + E \varepsilon_z^{an} + E\alpha T(r,t) + P(1-2\nu) \quad (c) \\
 0 &= \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} \quad (d)
 \end{aligned}$$

Équations – Solutions

Equations – Solutions

$$\begin{aligned}
 \sigma_r &= \sigma_{r,el} - \left[I_1^r - C_r^- \frac{\rho^2}{r^2} I_1^p + \frac{1}{r^2} (I_2^r - C_r^- I_2^p) \right] \\
 \sigma_\theta &= \sigma_{\theta,el} - \left[2(\varepsilon_\theta^{an} + \nu \varepsilon_z^{an}) + I_1^r - C_r^+ \frac{\rho^2}{r^2} I_1^p - \frac{1}{r^2} (I_2^r + C_r^+ I_2^p) \right] \\
 \sigma_z &= \sigma_{z,el} - 2\nu \left[\left(\varepsilon_\theta^{an} + \frac{1}{\nu} \varepsilon_z^{an} \right) + I_1^r - C_r^0 I_1^p + \frac{1}{r^2} C_r^0 I_2^p \right] \\
 \text{avec : } \sigma_{j,el} &= \sigma_{j,mec} + \sigma_{j,th} \\
 \sigma_{r,el} &= \frac{\sigma_e \rho^2 (r^2 - 1) + \sigma_0 (\rho^2 - r^2)}{(\rho^2 - 1)r^2} + \frac{1}{r^2} [C_r^- I^p(vT) - I^r(vT)] \\
 \sigma_{\theta,el} &= \frac{\sigma_e \rho^2 (r^2 + 1) + \sigma_0 (\rho^2 + r^2)}{(\rho^2 - 1)r^2} + \frac{1}{r^2} [C_r^+ I^p(vT) + I^r(vT)] - T \\
 \sigma_{z,el} &= 2\nu \frac{\sigma_e \rho^2 - \sigma_0}{\rho^2 - 1} + P(1 - 2\nu) + 2\nu \frac{1}{\rho^2 - 1} I^p(vT) - T \\
 \frac{E}{1 + \nu} \frac{u}{rel} &= \frac{\sigma_e \rho^2 [(1 - 2\nu)r^2 + 1] - \sigma_0 [\rho^2 + (1 - 2\nu)r^2]}{(\rho^2 - 1)r^2} - P(1 - 2\nu) + \frac{1}{r^2} \left[\frac{(1 - 2\nu)r^2 + 1}{\rho^2 - 1} I^p(vT) + I^r(vT) \right]
 \end{aligned}$$

Définition des grandeurs adimensionnelles

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{E\alpha}{1-\nu} T ; \varepsilon_j^{an} = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \varepsilon_j^{an} \quad j = r, \theta \text{ ou } z \quad I^x(f) = \int_1^x f(v) dv \\
 C_r^\pm &= \frac{r^2 \pm 1}{\rho^2 - 1} ; C_r^0 = \frac{r^2}{\rho^2 - 1} ; I_1 = I[\nu^{-1}(\varepsilon_\theta^{an} - \varepsilon_r^{an})] ; I_2 = I[\nu(\varepsilon_r^{an} + \varepsilon_\theta^{an} + 2\nu \varepsilon_z^{an})]
 \end{aligned}$$

– la viscosité du sel décroît rapidement avec la température. Elle s'exprime par la loi d'Arrhénius où T est la température absolue et K la constante d'activation :

$$\eta = A \exp - \frac{K}{T}$$

– le seuil de viscoplasticité est nul, ce qui signifie que toute modification non hydrostatique de l'état de contrainte entraîne le fluage. Le comportement différé dépend de la partie déviatorique du tenseur de contrainte (et non de la partie sphérique) ;

– la déformation viscoplastique se produit à volume constant.

Il existe, à l'heure actuelle, un nombre élevé d'expressions mathématiques de loi de comportement

pour le sel. La plus simple et sans doute la plus répandue, est celle de Norton-Hoff sans fluage primaire. Les paramètres sont obtenus par une minimisation, au sens des moindres carrés (Nadai, 1938), des données issues de divers essais de fluage. Les lois ainsi exprimées sont généralisées à trois dimensions en adoptant la règle de normalité et en utilisant le critère de viscoplasticité de Tresca :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \eta(T) \cdot F^n \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{avec } F = |\sigma_1 - \sigma_3|$$

- σ_1 et σ_3 contraintes principales extrêmes,
- η coefficient de fluidité,
- n coefficient de sensibilité à la contrainte.

Abaque de convergence

Le développement semi-explicite du modèle analytique a permis d'établir des abaques adimensionnels de convergence en fonction du temps. La figure 15 englobe les courbes de convergence correspondant à plusieurs valeurs de n pour une structure à température ambiante. Cet abaque sera utilisé ultérieurement pour la détermination des paramètres rhéologiques du sel. Le temps réel est lié au temps adimensionnel par le coefficient τ défini par la relation suivante :

$$\tau = \frac{1 - \nu^2}{E \eta_0} \frac{1}{g_0^{n-1}}, \quad g_0 = 2P$$

E : module d'élasticité ; ν : coefficient de Poisson ; P : pression lithostatique.

Choix des caractéristiques rhéologiques

Nous recherchons les caractéristiques rhéologiques de la loi de Norton-Hoff à partir des mesures *in situ*, de sorte que la réponse du modèle puisse satisfaire les conditions suivantes :

1. donner la même valeur de convergence que celle de la galerie CPPS au bout de quatre années ;
2. traduire, comme c'est le cas *in situ*, une convergence prépondérante dans la première année par rapport aux années suivantes. C'est le paramètre n qui joue le rôle le plus important, du fait qu'on lui attribue une valeur supérieure à 1, exprimant la non linéarité du comportement vis-à-vis de l'état de contraintes ;
3. Exprimer également une fluctuation semblable à celle observée *in situ* qui respecte celle due au changement de la température. Ce sont le module d'élasticité et le coefficient n à mettre en avant pour ce phénomène, le premier affectant le déviateur d'origine thermique (voir l'expression (1) ci-dessus) et le deuxième diminuant le déviateur résiduel d'origine mécanique ;

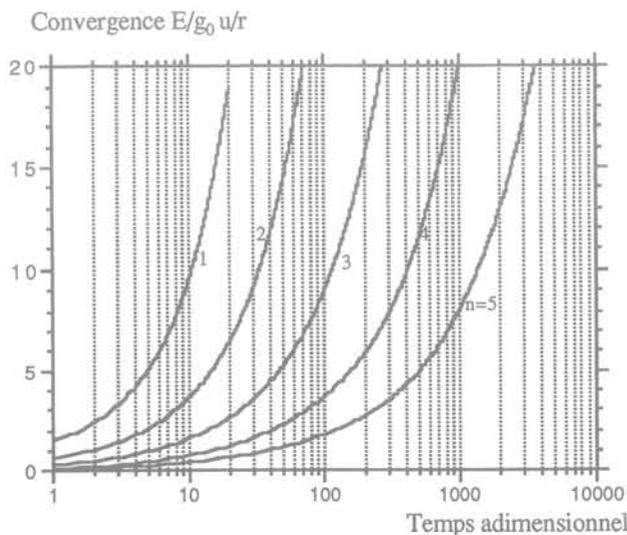


FIG. 15 Courbes de convergence adimensionnelle. Curves of dimensionless closure.

4. respecter les valeurs des paramètres vraisemblables : pression lithostatique P , variation du chargement thermique (valeur mesurée), module d'élasticité et coefficient de dilatation thermique.

Nous procédons dans l'ordre aux opérations suivantes :

1. on obtient la valeur moyenne de la convergence u/r mesurée au bout de quatre ans, à différentes stations. Elle est de l'ordre de $1,5 \cdot 10^{-2}$;
2. on en déduit la convergence adimensionnelle $E/g_0 u/r$ où $g_0 = 2P$ est le déviateur de contrainte d'origine mécanique à la paroi (P fixé à 10 MPa, E est d'environ 15 000 MPa) ce qui revient à trois choix de convergence adimensionnelle comprise entre 11 et 25 ;
3. en introduisant la valeur de la convergence adimensionnelle dans l'abaque (Fig. 15), on détermine cinq valeurs des temps adimensionnels correspondant à différentes valeurs de n ;
4. le temps adimensionnel étant lié au temps réel par le coefficient de conversion τ (le coefficient de Poisson étant fixé à 0,25), on en déduit toutes les cinq valeurs du coefficient de fluidité.

Il en ressort que le choix des paramètres permettant de retrouver la convergence mesurée au bout de quatre ans n'est pas unique. En effet, plusieurs combinaisons de paramètres sont possibles. Notre choix porte sur une combinaison des paramètres qui traduit au mieux l'allure concave de la convergence mesurée au début de l'expérience *in situ*. Ce phénomène va en faveur du choix de grandes valeurs de n . Une valeur de n comprise entre 4 et 5 nous semble plausible. Nous retenons une valeur de $n = 4,5$ qui, compte tenu d'un module d'Young de $E = 15$ GPa, revient à un coefficient de fluidité de $\eta = 9,6 \cdot 10^{-10}$ /jour.

Pour tenir compte de l'influence de la température, un moyen approché consiste à introduire une fonction sinusoidale amortie, issue de l'ajustement des courbes de température mesurées *in situ*. Cette fonction aura pour période un an ; son amplitude sera décroissante dans le massif avec un décalage caractéristique de la diffusion thermique. L'expression exacte de la fonction

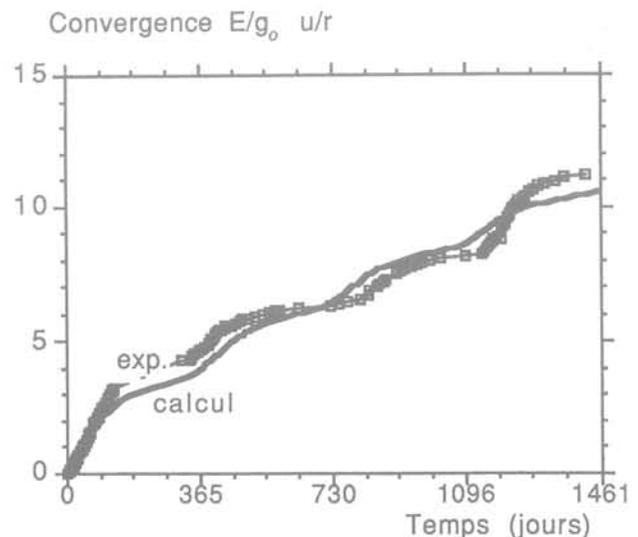


FIG. 16 Convergence de la galerie. Closure of CPPS gallery.

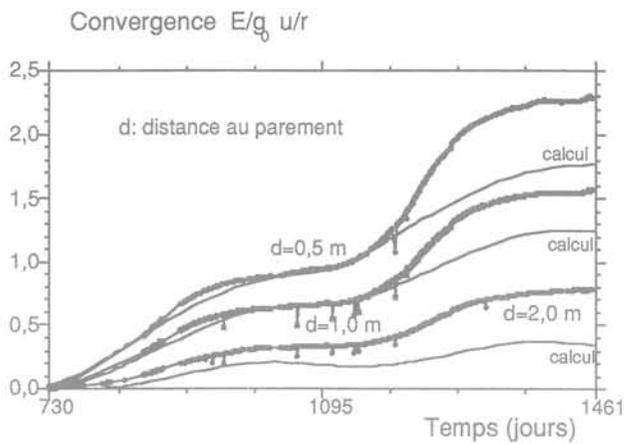


FIG. 17 Déplacement dans le massif.
Rock mass displacement.

qui pourrait être obtenue analytiquement (expression complexe dépendant de fonctions de Bessel) ne pourrait pas être utilisée facilement dans un calcul thermo-mécanique. C'est pourquoi nous prenons l'expression empirique suivante (r et t sont le rayon et le temps respectivement):

$$T(r,t) = f(r) g(t) = \frac{T_0}{r^{0,45}} \left(1 - \sin \frac{2\pi}{365} t\right)$$

La fonction g(t) est une fonction sinusoïdale dont l'amplitude est mesurée en paroi de la galerie, f(r) est une fonction décroissante en fonction de la distance. La figure 16 illustre l'évolution de la convergence de la galerie ainsi obtenue, qui s'accorde bien avec celle mesurée *in situ*.

4.5

Déplacement et contraintes dans le massif

La figure 17 montre le déplacement du massif en trois points. L'écart entre les courbes calculées et mesurées, obtenu vers la fin des mesures est dû au chauffage du puits. Quant au point situé à 2 m de la paroi, nous remarquons un déplacement réversible du point profond. Ceci s'explique par le fait que les points profonds subissent un déplacement périodique dû au comportement thermoélastique prépondérant du massif situé loin de la source de chaleur, en comparaison avec le déplacement viscoplastique. On comprend ainsi l'origine des mouvements réversibles mis en évidence par les mesures d'extension, réversibilité qui n'est pas observée sur les mesures de convergence de la paroi.

La figure 18 montre l'état de contraintes en paroi du massif. Nous remarquons une diminution des contraintes orthoradiales σ_θ et axiales σ_z pour atteindre les états limites d'allure sinusoïdale semblable à celle de la température.

Un autre phénomène important à souligner est l'apparition des contraintes axiales σ_z de traction en paroi de la galerie. Cette traction est faible, compte tenu de l'amplitude de la variation de la température ambiante, mais se rapproche de la résistance en traction du sel gemme (typiquement de 2 MPa). On explique ainsi le risque d'une fissuration par refroidis-

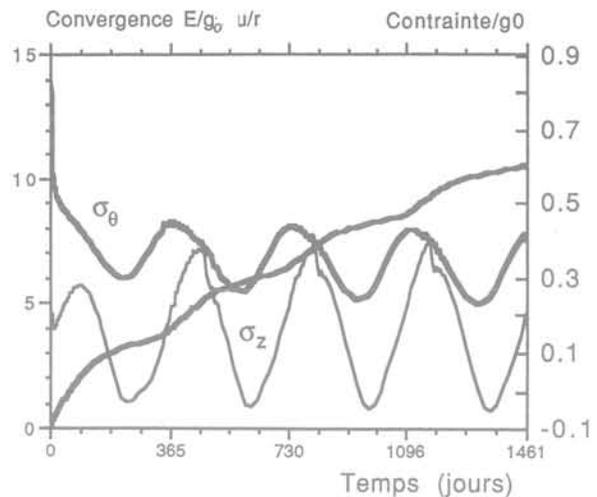


FIG. 18 Champ de contraintes calculé en paroi de la galerie.
Stress field calculated on the gallery wall.

sement pour des galeries situées à l'entrée d'air, phénomène observé dans certaines mines et carrières souterraines et également rencontré dans certaines galeries aux MDP.

5

Conclusion

Les résultats expérimentaux présentés ici constituent une contribution et une référence expérimentale concernant le comportement des ouvrages souterrains dans les milieux viscoplastiques du type sel gemme.

Les résultats de l'essai *in situ* réalisé mettent en évidence avant tout combien le comportement mécanique des évaporites est intimement lié à la température, même si les ouvrages souterrains dans ces milieux sont exposés seulement à une température ambiante dont la fluctuation est habituellement négligée. On ne peut souvent découpler les effets thermiques et mécaniques, les contraintes thermiques résultant de la variation de la température ambiante influant largement sur la vitesse de déplacement du massif.

Par ailleurs, les mesures effectuées depuis le creusement de la galerie expérimentale fournissent une base de réflexion générale quant à l'utilisation des méthodes classiques de dimensionnement des ouvrages souterrains telles que la méthode de convergence-confinement dont l'emploi est délicat dans le cas des évaporites.

Les mesures thermiques, montrant l'homogénéité radiale du champ de température, ont confirmé que le sel gemme est un matériau continu et isotrope, d'un point de vue des propriétés thermiques. Nous avons pu constater que la zone affectée par les variations de la température est assez étendue (supérieure à 5 rayons de la galerie). Les mesures de déplacement ont montré l'importance des effets différés par rapport aux effets à court terme. Toutefois, il a été démontré que les déplacements élastiques ne doivent pas systématiquement être considérés comme négligeables par rapport aux déformations viscoplastiques, surtout dans les zones

éloignées des parois des structures soumises à une variation de température. Ainsi, supposer que les zones lointaines ne bougent pas n'est pas une hypothèse vraisemblable pour le sel, matériau sans seuil de viscoplasticité. D'où l'intérêt d'*ausculter les ouvrages en milieux salifères dès leur creusement*.

Nous avons montré qu'en dépit de la géométrie complexe du site de l'essai, les principaux phénomènes observés et les ordres de grandeurs mesurés peuvent être analysés par la loi rhéologique simple de Norton-Hoff, à partir d'un calcul analytique de cavité circulaire en milieu isotrope et infini. Ce modèle simple a servi comme base méthodologique pour déterminer les caractéristiques rhéologiques du massif à partir des données *in situ*.

Nous avons vu combien les ouvrages souterrains dans le sel sont sensibles à la température, et avons constaté qu'une *faible diminution* de température peut engendrer *l'arrêt de la convergence* d'un ouvrage. Ce phénomène n'est pas dû seulement à une diminution de la viscosité du sel sous température, tel que le prévoit la loi d'Arrhénius. En effet, la température affecte davantage l'état de contrainte, et ce d'autant plus que les caractéristiques thermoélastiques du sel (module d'Young et coefficient de dilatation thermique) sont élevées. Ce phénomène a pour origine l'apparition de *contraintes de traction en paroi de cavités*, en périodes hivernales. En effet, une faible variation de température modifie considérablement le champ de contraintes régnant dans le massif.

Bibliographie

- Bazargan B. – A remote control system for *in situ* test. Proc. of the 30th US symp. Rock Mechanics as a guide for Efficient Utilisation of Natural Resources, West Virginia University, Morgantown, 19-22 June 1989.
- Ghoreychi M. – Comportement du sel broyé sous l'effet d'une source de chaleur dans les sondages réalisés dans une mine de sel. Rapport CCE, éd. EUR 13638, 1991.
- Ghoreychi M. *et al.* – Modélisation thermodynamique du champ proche d'un stockage de déchets radioactifs en formations salifères. CR 7^e congrès international de Mécanique des roches, Aix-la-Chapelle, 1991.
- GSF, Forsch... – The HAW project: test disposal of highly reactive radiation sources in the Asse salt mine. Rapport CCE, éd. EUR 16688, 1995.
- Hardy H.R. – Time-dependent deformation and failure of geological materials. Proc. of the 3rd US symp. on Rock Mechanics, Colorado School of Mines, Golden, 1959, pp. 137-175.
- Kazan Y. – Comportement thermo-élastique-viscoplastique des ouvrages souterrains dans le sel gemme. Thèse de doctorat, École des mines de Paris, 1994.
- Langer M. – The Rheological Behaviour of Rock Salt. Proc. Of the 1st conf. on the Mechanical Behaviour of Salt, Pennsylvania State University, 1981.
- Lux K.H., Heusermann S. – Creep tests on rock salt with changing load as a basis for the verification of theoretical material laws. Proc. of the 6th int. Symp. Of Salt, The Salt Institute, Alexandria, 1983, vol. 1, pp. 417-435.
- Menzel W., Schreiner W. – Zum geomechanischen Verhalten von Stein Salt Zverschiedenen Lagerstätten der DDR. Neue Bergbautechnik, 1977, vol. 7, Teil V, pp. 565-571.
- Piper D., Lowe D.G.S. – Project COSA. Comparison of geomechanical computer codes for salt. Addendum to COSA, Report CCE EUR 12134 EN, 1989.
- Serata S. – Application of continuum mechanics to design of deep potash mines in Canada. *Int. Journ. Rock Mechanics of Mining and Sciences*, 1964.
- Vouille G., Tijani S.M., Hugout B. – Le sel gemme en tant que liquide visqueux. Proc. of the 5th int. cong. Rock Mechanics, Melbourne, Australia, 1983, p. D241-D246.
- Wawersik W.R., Preece D.S. – Creep testing of salt: procedures, problems and suggestions. Proc. of the 1st conf. on the Mechanical Behaviour of Salt, Pennsylvania State University, 1981.

P. LUNARDI
Milan

Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols

Présoutènement et préconfinement

Résumé

Cet article a pour but d'illustrer d'une manière succincte une approche innovante de conception et de construction d'ouvrages souterrains. Elle est le résultat de plus de vingt-cinq années de recherche scientifique menée sur plus de 250 km de tunnels réalisés dans les conditions les plus diverses de contrainte et de déformation. A l'appui des succès nombreux et convaincants remportés sur le terrain, cette approche s'impose à l'attention des constructeurs.

On traite d'abord de l'évolution du concept de présoutènement et de préconfinement de la cavité avant d'analyser les limites des méthodes de conception et de construction adoptées jusqu'ici, pour passer ensuite à la définition des quatre conditions fondamentales auxquelles doit obligatoirement répondre une approche pour être vraiment et universellement valable.

Presupport and preconfinement

Abstract

The aim of this article is to briefly illustrate an innovative approach to the design and construction of underground works. The approach is the result of over twenty-five years of scientific research conducted on more than 250 km of tunnel under widely differing stress-strain conditions. The numerous and convincing successes achieved in the field is naturally attracting the attention of operators in the sector.

The article first discusses the evolution of the concept of presupport and preconfinement of a cavity and then examines the limits of design and construction methods employed until now. A definition is then given of the four fundamental and absolutely necessary requirements that must be satisfied if an approach is to be genuinely considered as universally valid.

Remarques préliminaires

Il est bien connu qu'au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistantes dans le massif sont déviées par l'ouverture de la cavité. Sur le contour se créent des zones de surcontrainte au niveau des parois de l'excavation. La *canalisation du flux des contraintes* sur le contour de l'excavation est à l'origine de l'« effet de voûte », et c'est justement grâce à l'amorce de ce phénomène qu'il est possible d'obtenir des espaces vides dans le sous-sol et de garantir leur tenue et leur durée.

L'« effet de voûte » est fonction de l'importance des états de contrainte et des caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain (Fig. 1). Il peut :

- 1) se produire à proximité du profil d'excavation ;
- 2) se produire loin du profil d'excavation ;
- 3) ou ne pas se produire du tout.

Le premier cas a lieu lorsque le terrain sur le contour de la cavité supporte bien le flux des contraintes déviées et répond élastiquement en termes de résistance et de déformabilité.

Le second cas se produit lorsque le terrain sur le contour de la cavité n'est pas en mesure de supporter les contraintes déviées et répond de manière inélastique en se plastifiant et la déformation est proportionnelle au volume de terrain impliqué par le phénomène de plastification. Ce dernier – qui provoque par ailleurs des augmentations de volume du terrain intéressé dans la mesure où il se propage radicalement – rejette les contraintes vers l'intérieur du massif tant que l'état de contrainte de type triaxial est compatible avec les caractéristiques de résistance du terrain.

Dans cette situation, l'« effet de voûte » se forme loin des parois de l'excavation et le terrain sur le contour, désormais altéré, ne pourra collaborer à l'équilibre final de la cavité que par sa résistance résiduelle et cela donne lieu à des phénomènes de déformation très importants (convergences, etc.).

Le troisième cas se produit lorsque le terrain sur le contour de la cavité n'est absolument pas en mesure de supporter les contraintes déviées, un champ de rupture apparaît et l'écroulement de la cavité se produit.

Dans l'analyse de ces trois cas, nous observerons que :

- l'effet voûte *par la voie naturelle* ne se produit que dans le premier cas ;
- dans le second cas, l'effet voûte ne se produit que si le terrain est « aidé » par des interventions de stabilisation ;
- dans le troisième cas, l'effet de voûte ne peut pas se produire par la voie naturelle, il devra l'être *par voie artificielle* au moyen d'interventions adéquates dans le terrain même, avant d'excaver.

Le projeteur du tunnel, dont l'objectif premier est d'étudier *si* l'effet de voûte peut s'amorcer au moment de l'excavation et *comment* il le fera, devra – d'abord vérifier si en aidant le terrain, il pourra ramener le second et le troisième cas au premier – puis il devra décider une fois pour toutes et sans équivoque s'il concevra le projet selon la *philosophie du soutènement* ou selon la *philosophie du confinement* de la cavité, ce qui n'est autre au fond que la définition de l'aide que le

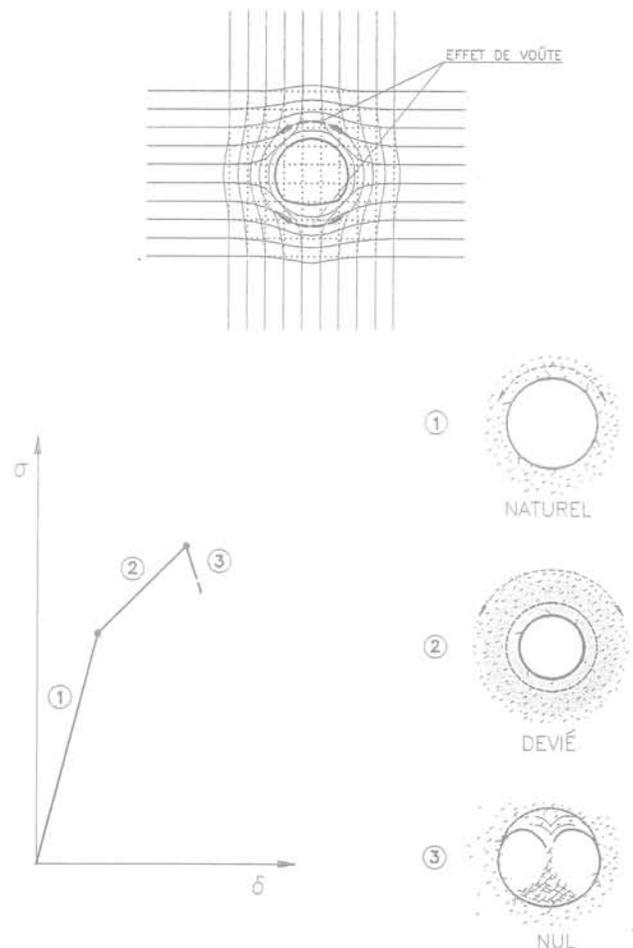


FIG. 1 L'« effet de voûte » peut se produire : 1) à proximité du profil d'excavation ; 2) loin du profil d'excavation ; 3) ou ne pas se produire du tout.

An « arch effect » can be produced : 1) near the profile of the excavation ; 2) far from the profile of the excavation ; 3) not at all.

projeteur entend apporter au terrain pour le contrôle de l'effet voûte.

Si nous analysons ce que nous entendons par soutenir et donc par présoutènement et ce que nous entendons par confiner et donc par préconfinement, nous comprenons immédiatement quelle est l'approche conceptuelle la plus appropriée (Fig. 2).

Si le projeteur décide de maintenir l'excavation par des interventions de soutènement, il devra être bien conscient que :

- soutenant le terrain, il accomplit une action passive ;
- il accepte la détente du massif et que sa réponse en déformation évolue pratiquement d'une manière incontrôlée permettant à l'effet de voûte de s'éloigner irrémédiablement du profil d'excavation ;
- ainsi faisant, il résout le problème de la stabilité de la cavité qu'il entend obtenir dans le sous-sol, selon des critères hérités de l'ingénierie minière qui, ayant des objectifs différents de l'ingénierie des tunnels, ne se préoccupe naturellement pas de retenir le massif sur le contour, de réduire le plus possible la réponse en déformation afin de respecter le profil théorique de l'excavation, de protéger l'intégrité géomécanique du

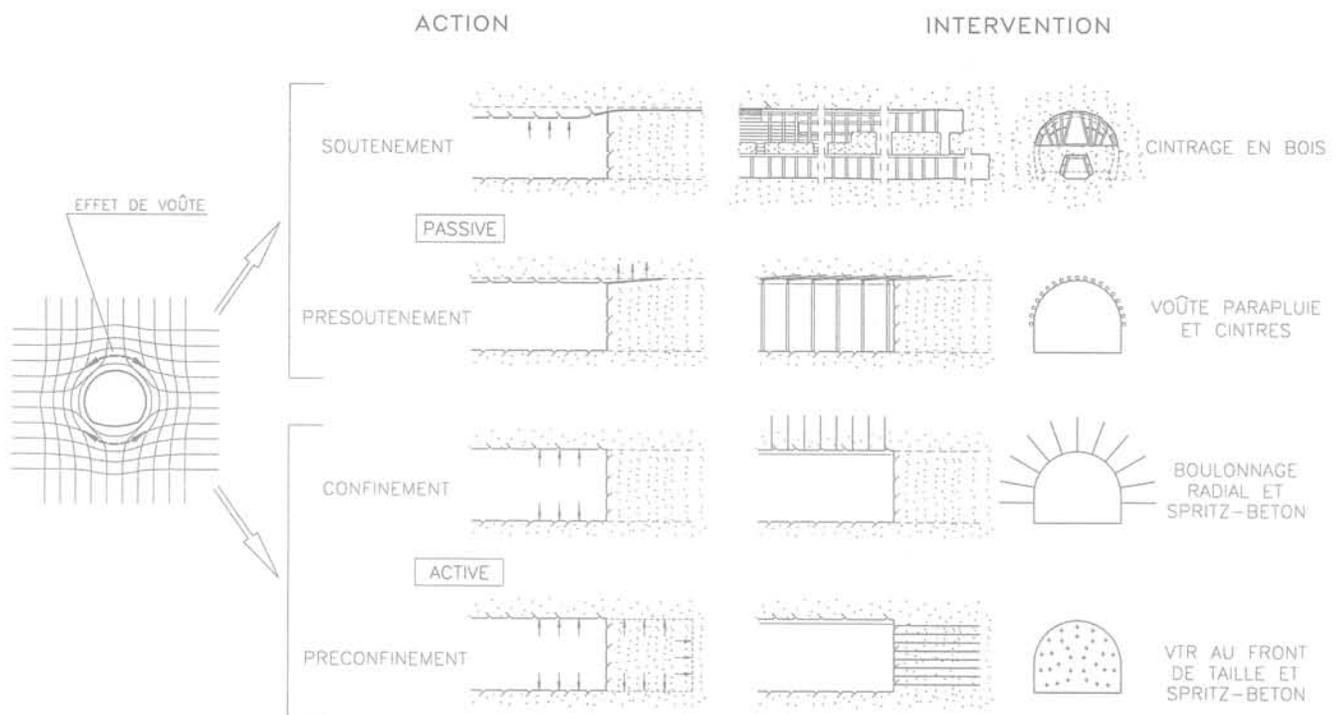


FIG. 2 Soutenant le terrain, on accomplit une action passive, confinant le terrain, on produit une action active. Supporting the ground constitutes a passive action, confinement of the ground produces an active action.

terrain et de garantir la tenue dans le temps de la cavité projetée.

Si le projeteur décide en revanche de maintenir l'excavation par des « interventions de confinement », il doit savoir que :

- confinant le terrain, il produit une action active ;
- confinant le terrain, il contrôle la détente du massif et la réponse en déformation qui s'ensuit ;
- conservant et améliorant les caractéristiques du terrain, celui-ci peut collaborer efficacement à l'équilibre final de la cavité, ce qui valorise le terrain en tant que matériau de construction et assure la formation de l'effet de voûte pas trop loin du profil d'excavation ;
- il ne pourra recourir à des « interventions de soutien » qu'en cas d'urgence pour limiter les dommages consécutifs à une erreur de conception ou de construction.

Il se dégage de ces considérations que, si un projeteur de tunnels veut concevoir et réaliser correctement un ouvrage souterrain, il ne doit prendre en considération que les « aides » au terrain (interventions de consolidation, etc.) qui produisent des effets de voûte, et n'a donc d'autre choix que la « philosophie du confinement », effaçant de son vocabulaire le mot de « soutenir » et tous ses dérivés, tels que « soutènement » ou « présoutènement ».

Même le terme de « présoutènement » – adopté pour indiquer des actions produites en amont du front de taille, pour les différencier des « soutènements » effectués en aval – est un héritage de la tradition minière et n'est autre que ce que nous appelons aujourd'hui les « tubes préforés » ou la « voûte parapluie ». Celle-ci, nous le savons bien, même constituée d'éléments structurels s'appuyant sur des cintres mis sur le chantier après l'excavation et disposés le long d'une génératrice circulaire, n'est pas à même de pro-

duire des effets de voûte à l'avancement, du fait d'une collaboration transversale réciproque insuffisante.

En matière de projets et de construction de tunnels, il faudra parler de *confinement*, terme qui se prête mieux au concept d'action active, capable de produire et de contrôler les effets de voûte au contour de la cavité, comme celle présentée par Kastner au cours des années 50, puis réalisée par Rabcewicz dans les années 60 grâce à l'introduction de nouvelles technologies et notamment du béton projeté, des cintres et des boulons.

De même, il faudra parler de *préconfinement* pour indiquer les actions actives qui produisent des effets de voûte par voie naturelle et par voie artificielle, en amont du front de taille.

Récemment, de nouvelles technologies d'avancement ont fait leur apparition dans le monde des tunnels. Elles sont capables de développer des actions de préconfinement qui remédient aux carences des technologies traditionnelles (injections, congélations, etc.) et elles permettent en définitive de réaliser, d'une part, des ouvrages souterrains dans n'importe quel type de terrain avec la même sécurité que pour la construction d'autres ouvrages de génie civil et, d'autre part, d'assurer le respect des cadences d'avancement, même dans des terrains difficiles, en d'autres termes d'industrialiser l'excavation.

La possibilité pour le projeteur de disposer de ce « nouvel instrument de préconfinement » en plus de l'instrument traditionnel du « confinement » ouvre une page nouvelle dans l'histoire des tunnels dans la mesure où elle permet d'envisager le problème du projet et de la construction avec les mêmes chances de réussite, indépendamment de la nature des terrains, tout en offrant la possibilité de mettre au point une

méthode de conception, de classification et de construction fiable qui s'applique à toutes les situations géologiques, géomécaniques et de contrainte. Une méthode qui permet enfin de planifier – au niveau des délais et des coûts – un tunnel au même titre que d'autres ouvrages de génie civil.

2

Le noyau d'avancement en tant qu'instrument de préconfinement et de stabilisation du tunnel

Ceux qui se préparent à concevoir et à construire un ouvrage souterrain doivent résoudre un problème de génie civil particulièrement complexe, cet ouvrage étant, par rapport à un ouvrage en surface, bien moins facile à déterminer quant à ses données essentielles. La construction d'un ouvrage souterrain se fait effectivement par enlèvement de matière au sein d'un milieu dont les caractéristiques ne sont pas faciles à évaluer, et qui est soumis dans la nature à des états de contrainte que les actions d'excavation et de construction modifient irréversiblement. La bonne réussite des travaux dépend du contrôle des réactions qui s'amorcent dans le milieu au cours de l'excavation.

Ainsi donc, tous ceux qui s'apprentent à concevoir et à construire un ouvrage souterrain ne peuvent pas se passer de connaître (Fig. 3) :

- le milieu à l'intérieur duquel ils opèrent ;
- l'action accomplie pour faire l'excavation ;
- la réaction attendue à la suite de l'excavation.

Le milieu qui est, dans la pratique, le matériau de construction du projecteur du tunnel, est un sujet assez anormal si on le compare aux matériaux traditionnels du génie civil : il est discontinu, hétérogène et anisotrope. Il présente, en surface, des caractéristiques assez variées, mais qui dépendent exclusivement de sa nature intrinsèque, de sa consistance naturelle (qui condi-

tionne la morphologie de la croûte terrestre), alors qu'en profondeur le milieu présente des caractéristiques changeantes, fonction notamment de l'importance des états de contrainte qui s'exercent sur lui (consistance acquise) et qui conditionnent son comportement à l'excavation.

L'action c'est l'avancement du front à l'intérieur du milieu. C'est donc un phénomène strictement cinématique : on peut imaginer l'avancement d'un tunnel comme un disque (le front de taille) qui se déplace à une certaine vitesse V à l'intérieur du massif en laissant un vide derrière lui. Il produit une perturbation dans le massif dans le sens longitudinal et dans le sens transversal, ce qui modifie les états de contraintes.

À l'intérieur de la zone perturbée, le champ de contraintes préexistant que l'on peut représenter comme un réseau de lignes de force, est dévié par la présence de l'excavation (Fig. 1) et se concentre à proximité, produisant des surtensions. L'importance de ces surcontraintes détermine, pour chacun des milieux, l'ampleur de la zone perturbée (à l'intérieur de laquelle le terrain subit une chute des caractéristiques géomécaniques et, par voie de conséquence, une augmentation de volume) et donc, en fonction de la résistance de massif σ_{qd} , le comportement de la cavité.

L'ampleur de la zone perturbée à proximité du front est définie par le rayon d'influence du front de taille R_f (Fig. 4), qui représente l'espace sur lequel le projecteur doit concentrer son attention. Pour une étude correcte du tunnel, il devra utiliser des méthodes de calcul tridimensionnelles et non seulement planes.

La réaction est la réponse en déformation du milieu à l'action de l'excavation. Elle se produit en amont du front dans la zone perturbée par les surtensions qui se sont produites dans le milieu sur le contour de la cavité et dépend du milieu (consistance) et des modalités selon lesquelles se fait l'avancement du front de taille (action).

La réponse en déformation du front et de la cavité détermine le mouvement du matériau vers le tunnel ou vers le profil théorique de l'excavation. Ce mouvement peut être synonyme d'instabilité des parois de l'excavation.

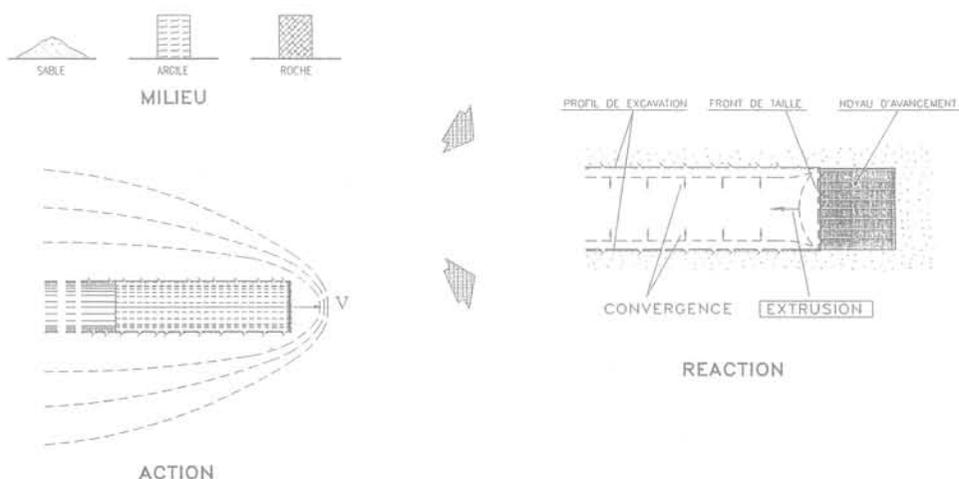


FIG. 3 Tous ceux qui s'apprentent à concevoir et à construire un ouvrage souterrain ne peuvent pas se passer de connaître : le milieu à l'intérieur duquel ils opèrent ; l'action accomplie pour faire l'excavation ; la réaction attendue à la suite de l'excavation.

Anyone who sets out to design and construct an underground opening cannot afford not to have a knowledge of : the medium in which he is operating ; the action carried out to effect excavation ; the reaction that then follows the excavation.

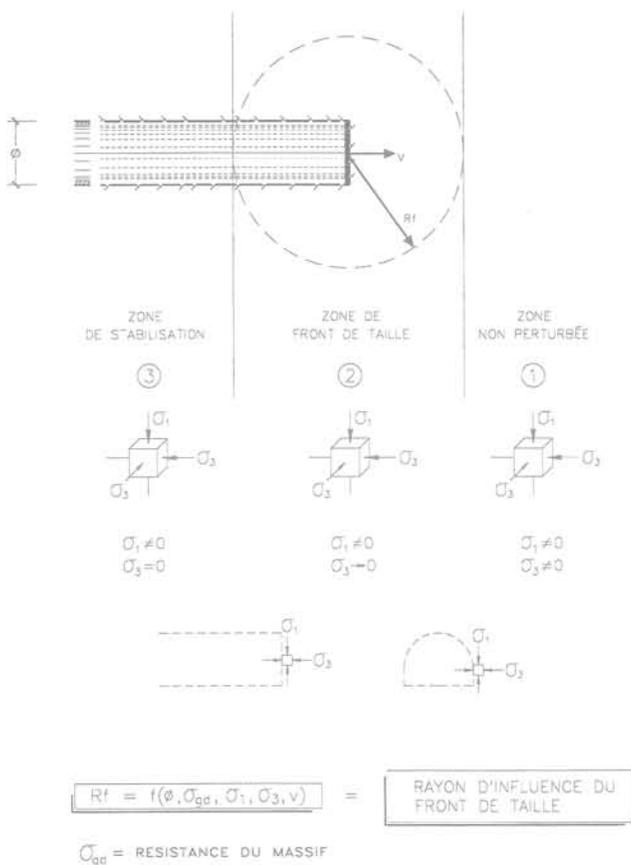


FIG. 4 L'ampleur de la zone perturbée à proximité du front est définie par le rayon d'influence du front de taille R_f . The extension of the disturbed zone around the tunnel face is defined as the radius of influence of the face R_f .

La réponse en déformation du front et de la cavité se traduit sous la forme (Fig. 5) :

- a) d'extrusion du front de taille ;
- b) de préconvergence (dans le sens de convergence du profil théorique en amont du front de taille) ;
- c) de convergence ;

qui peuvent à leur tour donner lieu à des manifestations d'instabilité (il est question d'instabilité toutes les fois que se produit l'intrusion de matériau dans le tunnel, au-delà du profil théorique d'excavation) :

- chutes de blocs sous l'effet du poids propre, écaillages et effondrement du front au niveau du front-noyau d'avancement ;
- chutes de blocs sous l'effet du poids propre, écaillage et effondrement de la cavité au niveau du contour de cette dernière.

Après avoir défini le *noyau d'avancement* comme le prisme de terrain en amont du front de taille, dont les dimensions transversale et longitudinale sont du même ordre de grandeur que le diamètre du tunnel (Fig. 6), il est permis d'affirmer, sur la base des expériences acquises pendant plus d'un quart de siècle de recherches menées au cours de la réalisation de 250 km de tunnels au moins, que toutes ces manifestations d'instabilité dépendent directement ou indirectement de la rigidité du noyau.

Il est possible de vérifier trois situations fondamentales (Fig. 6).

Si dans la phase d'avancement d'un tunnel, en passant d'un état de coaction de type triaxial à un état de type plan, l'annulation de l'état de coaction au front de taille ($\sigma_3 = 0$) produit sur le noyau des contraintes dans le domaine élastique, la paroi libérée (front de taille) se maintient stable avec des déformations limitées et

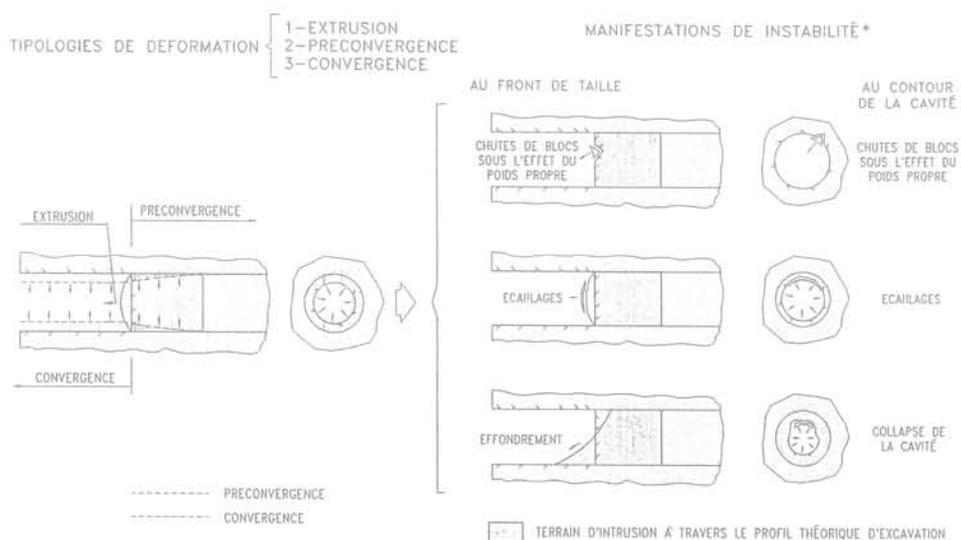


FIG. 5 La réponse en déformation du front et de la cavité se traduit sous la forme de : a) extrusion du front de taille ; b) préconvergence ; c) convergence ; qui peuvent à leur tour donner lieu à des manifestations d'instabilité. The deformation response of the face and of the cavity can « manifest » in the following forms : a) extrusion of the face ; b) préconvergence ; c) convergence ; which can in turn give rise to phenomena of instability.

L'ARRIVÉE DU FRONT DE TAILLE MODIFIE LE CHAMP DE CONTRAINTE AUTOUR DU NOYAU EN SUPRIMANT LE CONFINEMENT SUR LE FRONT MÊME

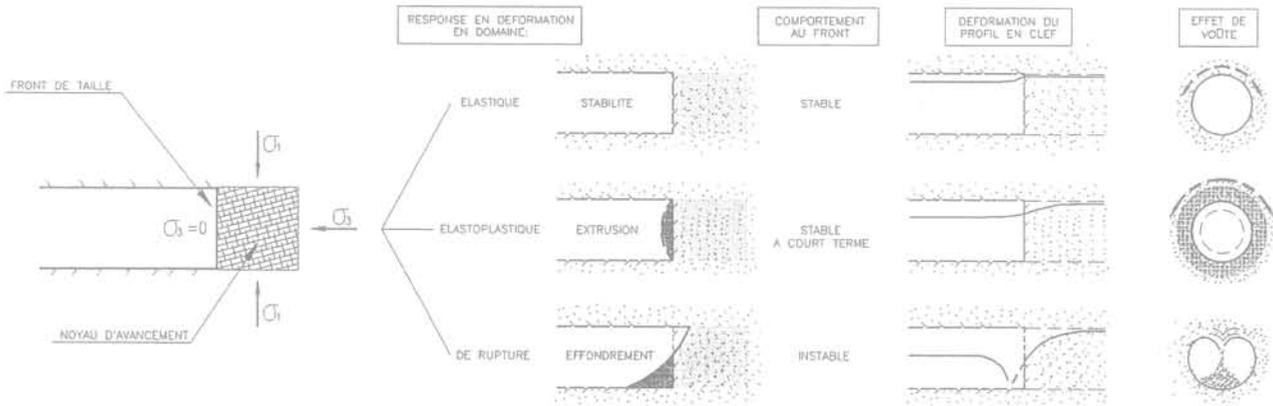
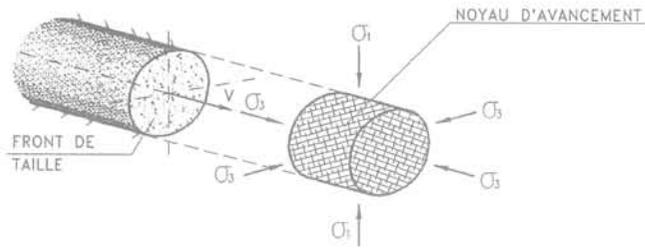


FIG. 6 Toutes les manifestations d'instabilité dépendent directement ou indirectement de la rigidité du noyau. Pendant l'avancement d'un tunnel il est possible de vérifier trois situations fondamentales : 1) front stable ; 2) front stable à court terme ; 3) front instable.

All the forms of instability depend directly or indirectly on the rigidity of the core. During tunnel advance, three basic situations can occur : 1) stable face ; 2) face stable in the short term ; 3) unstable face.

absolument négligeables. Dans ce cas, la déviation des contraintes sur le contour de la cavité (effet de voûte) se produit par voie naturelle à proximité du profil d'excavation.

Si, en revanche, l'annulation de l'état de coaction sur le front ($\sigma_3 = 0$) produit sur le noyau des contraintes qui abordent le domaine élastoplastique, la réaction est importante aussi et la paroi libre du noyau (front de taille) se déforme élastoplastiquement vers l'intérieur de la cavité (extrusion), et cela donne lieu à une situation de *stabilité à court terme*. En l'absence d'interventions, il s'amorce un phénomène de plastification qui se propage longitudinalement et radialement à partir du contour de l'excavation et cela produit le déplacement de l'« effet de voûte » vers l'intérieur du massif. Ce processus ne peut être contrôlé que par la réalisation d'interventions adéquates de stabilisation de la masse de terrain plastifié.

Enfin, si l'annulation de l'état de contrainte sur le front ($\sigma_3 = 0$) produit sur le noyau des contraintes qui sont dans le domaine de la rupture, la réponse en déformation est inacceptable, et nous avons une situation d'*instabilité* du noyau qui empêche totalement la formation de l'« effet de voûte ». C'est le cas des terrains sans cohésion pour lesquels cet effet, ne pouvant pas se former par voie naturelle, devra être produit par voie artificielle.

Il s'ensuit que les caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau d'avancement jouent également un rôle déterminant sur l'amorce et sur l'évolution des phénomènes de déformation de la cavité.

Nous pouvons donc affirmer que ces derniers sont la conséquence directe des phénomènes de déformation déjà apparus en amont du front ; autrement dit

sont la conséquence des choix conceptuels et de construction opérés en amont du front de taille pour contrôler la réponse en déformation.

Assurer la rigidité du noyau d'avancement signifie donc, éviter les phénomènes d'instabilité du front et, par voie de conséquence, contrôler l'apparition de la réponse en déformation en amont de celui-ci et donc également son évolution en aval (Fig. 7).

Des mesures expérimentales se référant à l'évolution des déformations dans le milieu en fonction de la position du front de taille confirment ce qui précède et soulignent le fait que plus le noyau se maintient rigide et reste dans le domaine élastique, plus le rayon d'influence du front R_f est réduit.



FIG. 7 Assurer la rigidité du noyau d'avancement signifie éviter les phénomènes d'instabilité du front et par voie de conséquence contrôler l'apparition de la réponse en déformation en amont de celui-ci et donc également son évolution en aval.

Ensuring the rigidity of the core means preventing face instability and as a consequence, controlling the onset of deformation responses ahead of it and hence also the development of the response down stream.

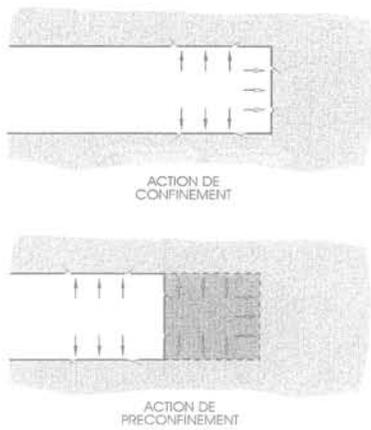


FIG. 8 Actions de confinement et de préconfinement sur une cavité.
Cavity confinement and pre-confinement actions.

Mais comment le projeteur peut-il garantir la rigidité du noyau sur le front de taille ? En produisant des actions de *préconfinement de la cavité* destinées, d'une part, à décharger le noyau des états de surtension (action de protection), et d'autre part, à conserver ou à améliorer les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain (action de consolidation). L'action de préconfinement de la cavité est ainsi définie pour la distinguer de celle du simple *confinement* qui agit sur son contour, en aval du front de taille (Fig. 8).

L'action de préconfinement s'oppose à l'apparition de la réponse en déformation en amont du front de taille et limite donc son évolution en aval et facilite son contrôle. De sorte qu'il convient de donner au noyau suffisamment de rigidité pour maintenir le terrain autant que faire se peut dans le domaine élastique à l'intérieur du rayon d'influence du front de taille et cela afin d'obtenir l'effet de voûte le plus proche du contour de la cavité et avoir donc des phénomènes de déformation réduits.

L'importance de la mise en place de l'action de préconfinement de la cavité dans la conception et dans la construction des tunnels réside dans le fait qu'elle donne au concepteur un nouvel instrument qui complète ceux qui sont normalement utilisés, liés à l'action de simple confinement, et qu'elle impose une nouvelle approche de calcul. De fait, dans les cas où les états de contraintes provoqués par l'ouverture de la cavité permettent, en fonction des caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau, de choisir les instruments de stabilisation exclusivement au niveau du confinement de la cavité, le projeteur se limitera à étudier le problème en termes de « convergence-confinement » (Fig. 9) ; s'il fallait choisir également au niveau du confinement du front dans la mesure où il se produit des phénomènes d'extrusion pour des états de contrainte réduits, le problème sera étudié selon des modèles d'« extrusion-confinement ». Enfin, si les états de contrainte sont élevés au point de rendre vaines les actions de confinement de la cavité et du front, le projeteur devra travailler sur la rigidité du noyau en adoptant des solutions de préconfinement de la cavité et trouver la solution du problème de dimensionnement et de vérification des interventions sur le noyau en recourant à de nouveaux modèles « extrusion-préconfinement » qui dans le passé ont fait l'objet d'études par plusieurs auteurs (Fig. 10) et qui, à présent, à la lumière de l'importance

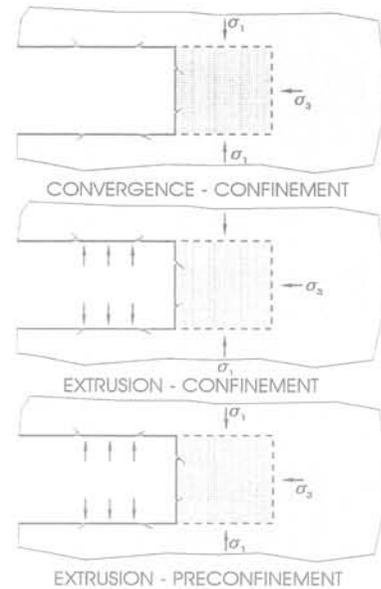


FIG. 9 En fonction de la situation de contrainte et de déformation du noyau, le projeteur pourra choisir les instruments de stabilisation qui s'imposent en étudiant le problème en termes de convergence-confinement, extrusion-confinement ou extrusion-préconfinement.
In relation to the stress-strain situation of the core, the tunnel designer can choose the stabilisation instruments by studying the problem in terms of convergence-confinement, extrusion-confinement or extrusion-preconfinement.

revêtue par le noyau d'avancement en tant qu'outil de stabilisation de la cavité, demandent des mises à jour ultérieures.

3

Interventions de préconfinement

Dans le paragraphe précédent, nous avons souligné comment le noyau d'avancement en fonction de sa rigidité était à même :

AUTEUR	METHODE EMPLOYEE	DOMAINE DE APPLICABILITE															
		FORME	RECOURBEMENTS		TERRAIN		PARAMETRES EMPLOYES										
			SAS	ELEVE	PUREMENT COHERENT	ETRAITRE		C _u	q	v _e	E	ν	f _s	η			
BROMS-BENN.	EXPERIMENTAL		*	*			*			*			*	*			
LOMBARDI PANET-GUENOT	EN TERMES DE CONTRAINTE ET DEFORMATIONS	○	*	*	*	*	*			*	*	*	*	*	*	*	*
ELLSTEN		○ +s	*	*	*	*	*			*	*	*	*	*	*	*	*
TAMEZ	ANALYSE DE STABILITE	○ s	*	*	*	*	*			*	*	*	*	*	*	*	*
TAMEZ GEN.		○	*	*	*	*	*			*	*	*	*	*	*	*	*
CHAMBRON-CO.	CALCUL A RUPTURE	○ +s	*	*	*	*	*			*	*	*	*	*	*	*	*
LECA-PANET		○	*	*	*	*	*			*	*	*	*	*	*	*	*

FIG. 10 Études théoriques et expérimentales sur le front de taille du tunnel.
Theoretical and experimental studies on tunnel face stability.

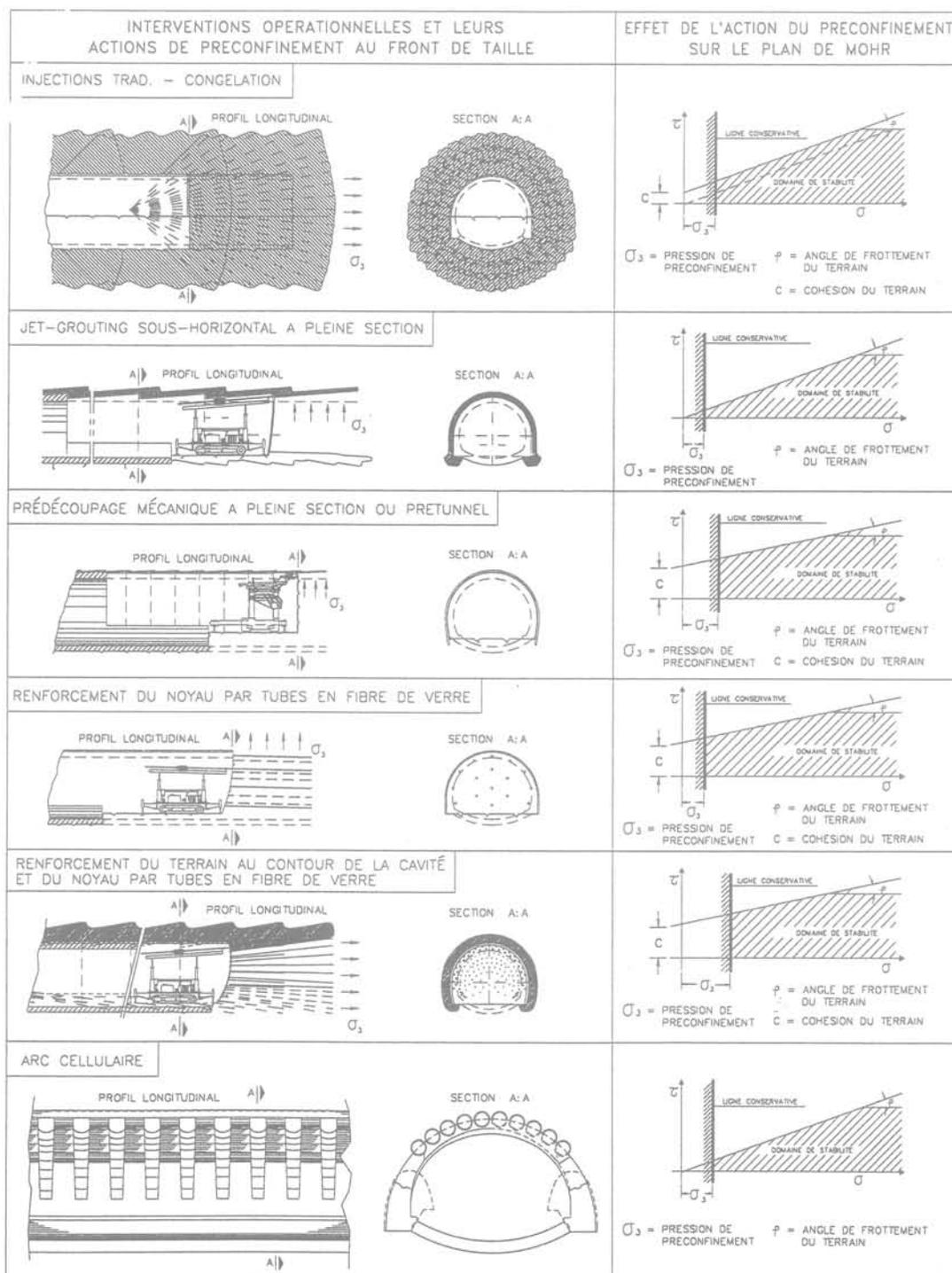
- de produire actions de préconfinement ;
- en produisant des actions de préconfinement, de contrôler la réponse en déformation ;
- en contrôlant la réponse en déformation, d'agir en tant qu'instrument de stabilisation d'un tunnel en phase de construction.

Examinons alors les interventions à la disposition du projeteur pour garantir la rigidité du noyau d'avancement afin qu'il puisse réaliser cette action de préconfinement de la cavité, indispensable, en particulier pour affronter les terrains dits « difficiles », et qui sont consi-

dérés comme tels pour des raisons liées à leur consistance naturelle, aux états de contraintes et à la présence d'eau.

Il s'agit d'interventions de conception généralement récente qui, du fait de l'action qu'elles exercent en amont du front de taille, pour empêcher la détente du massif et pour conserver la contrainte σ_3 dans des valeurs positives, sont définies comme des « interventions de conservation » (Fig. 11).

L'action de conservation exercée par ces interventions, peut être représentée dans le plan de Mohr par



Interventions conçues et réalisées les 10 dernières années

FIG. 11 Interventions par action de préconfinement. Techniques that exert a pre-confinement action.

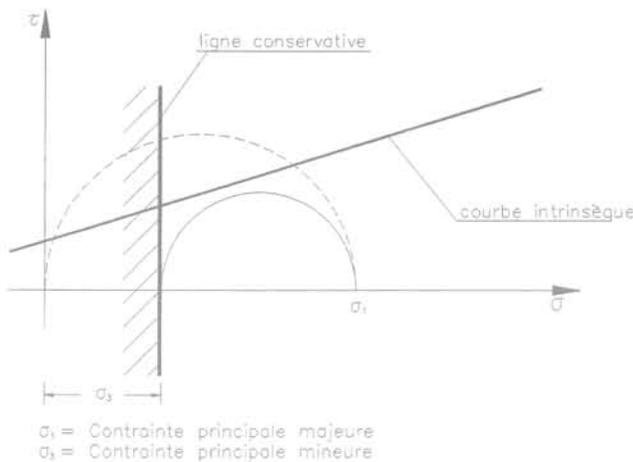


FIG. 12 L'action de conservation est représentée sur le plan de Mohr moyennant une ligne dite « de conservation ».
 The « conservation » action is represented on the Mohr plane by a line called the « conservation line ».

une ligne, justement dite « de conservation », qui représente la limite au-delà de laquelle la contrainte principale mineure σ_3 ne doit pas déchoir, pour garder le plus possible inaltérée la courbe intrinsèque du terrain et ne pas perdre le contrôle de la réponse en déformation du massif (Fig. 12).

Ces interventions, complémentaires aux interventions traditionnelles de simple confinement du front et de la cavité (Fig. 13), par les actions de conservation qu'ils opèrent face au noyau d'avancement, peuvent être à leur tour partagées en (Fig. 14) :

- *interventions de conservation directes*, lorsqu'elles produisent une déviation des contraintes autour du contour du noyau, par exemple au moyen de prévoûtes de terrain consolidé par du jet-grouting sub-horizontale, par des couches de béton projeté ou de béton renforcé par des fibres d'acier lors du prédécoupage mécanique (prétunnel), qui en agissant en amont du front de taille jouent une action de protection ;
- *interventions de conservation indirectes* lorsqu'elles agissent directement sur la consistance du noyau d'avancement en améliorant les caractéristiques de résistance et de déformabilité grâce à des techniques de renforcement du noyau par exemple par des ancrages tubulaires en fibres de verre qui permettent au noyau de rester stable, même en l'absence d'interventions de protection ;
- *interventions de conservation mixtes*, lorsqu'on opère au contour du noyau avec des techniques de protection et en même temps directement à l'intérieur du noyau par des techniques de renforcement, qui prédisposent le noyau à garder sa propre intégrité, même lorsque la nature des terrains et l'entité des recouvrements en jeux tendent à créer des conditions de stabilité difficile.

On peut considérer comme *interventions de conservation directes* (Fig. 15) :

- le système de jet-grouting sub-horizontale (Fig. 16), qui permet de réaliser, à l'avancement, des prévoûtes de terrain consolidé capables de garantir la formation de l'effet de voûte par voie artificielle, même dans des terrains complètement dépourvus de cohésion (première réalisation dans l'absolu en 1983 en Italie au tunnel Campiolo, sur la

ligne ferroviaire Pontebba-Tarvisio pour les chemins de fer de l'État italien (Ferrovie dello Stato, ou FS)⁽¹⁾ ;

- le système de prédécoupage mécanique (Fig. 17), que nous avons emprunté à une technologie française (SIPREMEC) et mis au point en « pleine section », pour l'attaque programmée de terrains cohérents ou semi-cohérents, même sous la nappe. Le système consiste à réaliser à l'avancement, un prérevêtement en béton projeté renforcé par des fibres d'acier pour protéger le noyau, prérevêtement capable d'empêcher le relâchement du terrain environnant et, par voie de conséquence, de favoriser la formation de l'effet de voûte à proximité de l'arc proche du profil d'excavation (première réalisation en Italie en 1985, sur certains tunnels de la ligne de chemin de fer Sibari-Cosenza pour les chemins de fer de l'État italien)⁽²⁾ ;

- le système de prétunnel (Fig. 18), qui permet de réaliser des tunnels en pleine section dans des terrains difficiles en effectuant, en continu, la mise en place du revêtement définitif en béton en amont du front de taille. Il sera possible grâce à cette technologie, qui est à présent en phase d'expérimentation en Italie, d'élargir des tunnels autoroutiers de deux à trois voies tout en maintenant la circulation au cours des travaux ;

- le système de l'« arc cellulaire » (Fig. 19) résout le problème de la préfabrication du revêtement définitif de l'ouvrage souterrain à construire avant de commencer son excavation, dans la mesure où il permet de réaliser de grandes cavités corticales (jusqu'à 60 m d'ouverture) dans des zones urbaines, dans des terrains sans cohésion ou peu cohérents, y compris sous la nappe, pratiquement sans provoquer de tassements en surface (première réalisation dans l'absolu en 1988 pour la station « Venezia » de la transversale ferroviaire de Milan, pour MM Strutture ed Infrastrutture del Territorio SPA)⁽³⁾.

On peut considérer comme *intervention de conservation indirecte* (Fig. 15) :

- le système de prérenforcement du noyau au front de taille par des ancrages tubulaires en fibres de verre (Fig. 20) qui permettent de régler la rigidité du noyau et par voie de conséquence de contrôler la réponse en déformation en amont et en aval du front. Le système a été largement appliqué, notamment dans l'excavation de tunnels dans des terrains de nature argileuse où les forts états de contraintes pouvaient provoquer l'extrusion ou l'effondrement (première réalisation dans l'absolu en 1988 pour les tunnels ferroviaires du Ve lot du tronçon Arezzo Sud-Figline Valdarno de la ligne Grande Vitesse Rome-Florence pour les chemins de fer de l'État italien)⁽⁴⁾.

Les interventions de *conservation mixtes* sont réalisées en opérant en même temps une intervention directe de protection et une intervention indirecte de renforcement du noyau. On peut considérer comme interventions conservatrices mixtes (Fig. 21) :

⁽¹⁾ Entreprise générale : Italstrade SpA ; Entreprise spécialisée : Rodio SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [1, 2, 4, 5, 12, 13, 14, 18, 22].

⁽²⁾ Entreprise générale : Asfalti Sintex SpA ; Entreprise spécialisée : Rodio SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [7, 12, 13, 16, 17, 22].

⁽³⁾ Entreprise générale : Consorzio GIEMME ; Entreprise spécialisée : Smetboring SpA, Rodio SpA, Icos SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [6, 8, 9, 10, 11, 12, 22].

⁽⁴⁾ Entreprise générale : Consorzio FESPI ; Entreprise spécialisée : Rodio SpA, Fondedile SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [7, 12, 17, 19, 22, 23, 24].

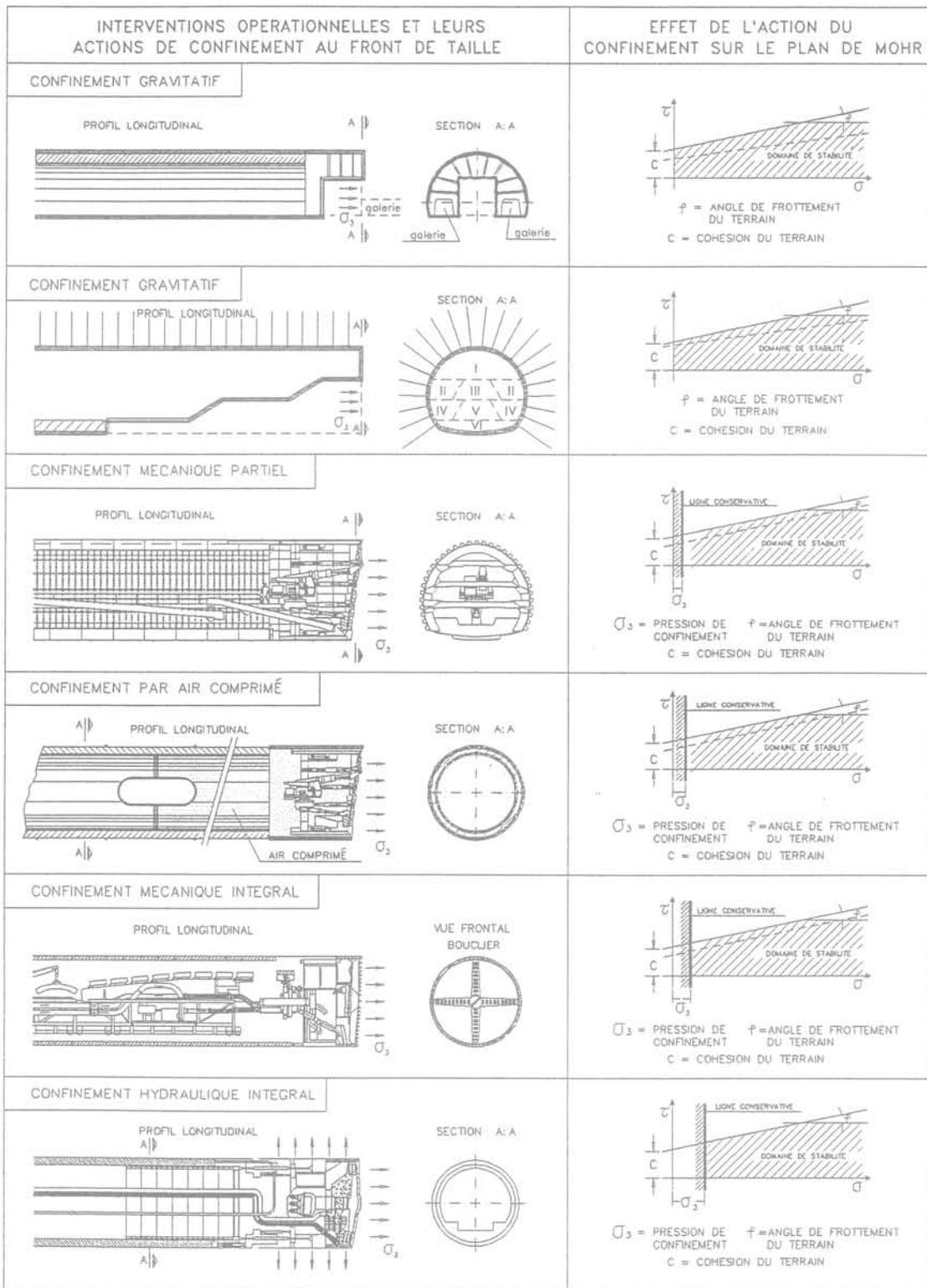


FIG. 13 Interventions par action du seul confinement.
Techniques that exert a confinement action only.

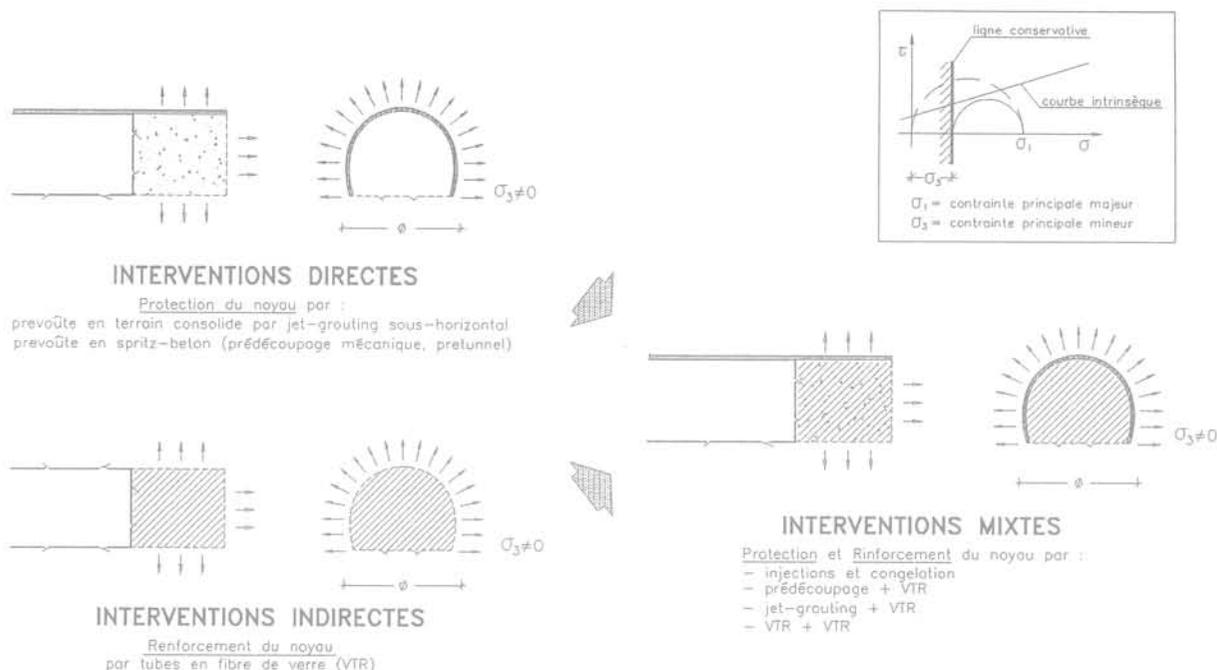


FIG. 14 Interventions de conservation par action de préconfinement : directes, indirectes et mixtes. Direct, indirect and mixed conservation techniques.

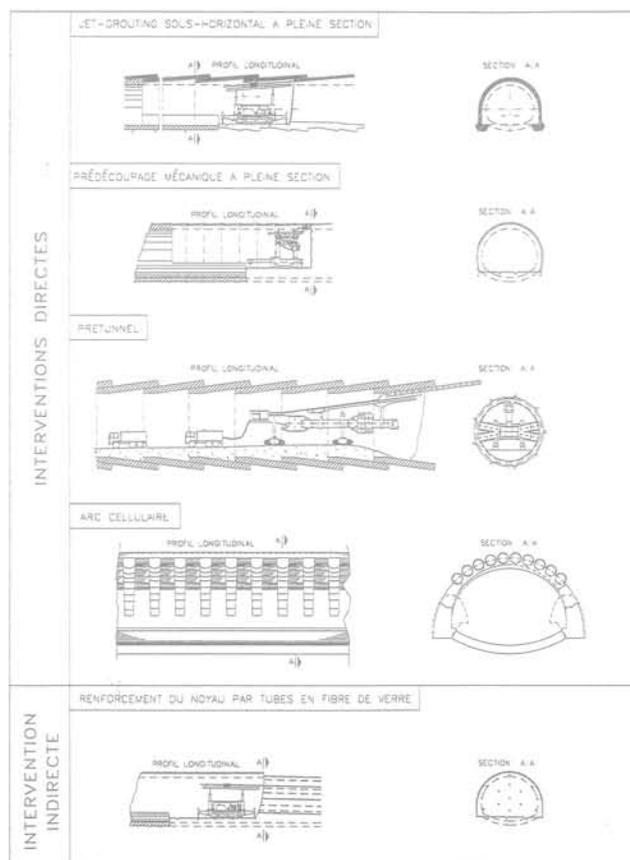


FIG. 15 Interventions de conservation directes et indirectes. Direct and indirect conservation techniques.

– le prédécoupage mécanique et le prérenforcement simultané du noyau par des ancrages tubulaires en fibres de verre (première réalisation dans l'absolu en 1988 pour le tunnel Tasso et le tunnel Terranova Le Ville de la ligne Grande Vitesse Rome-Florence pour les chemins de fer de l'État italien⁽⁵⁾ ;

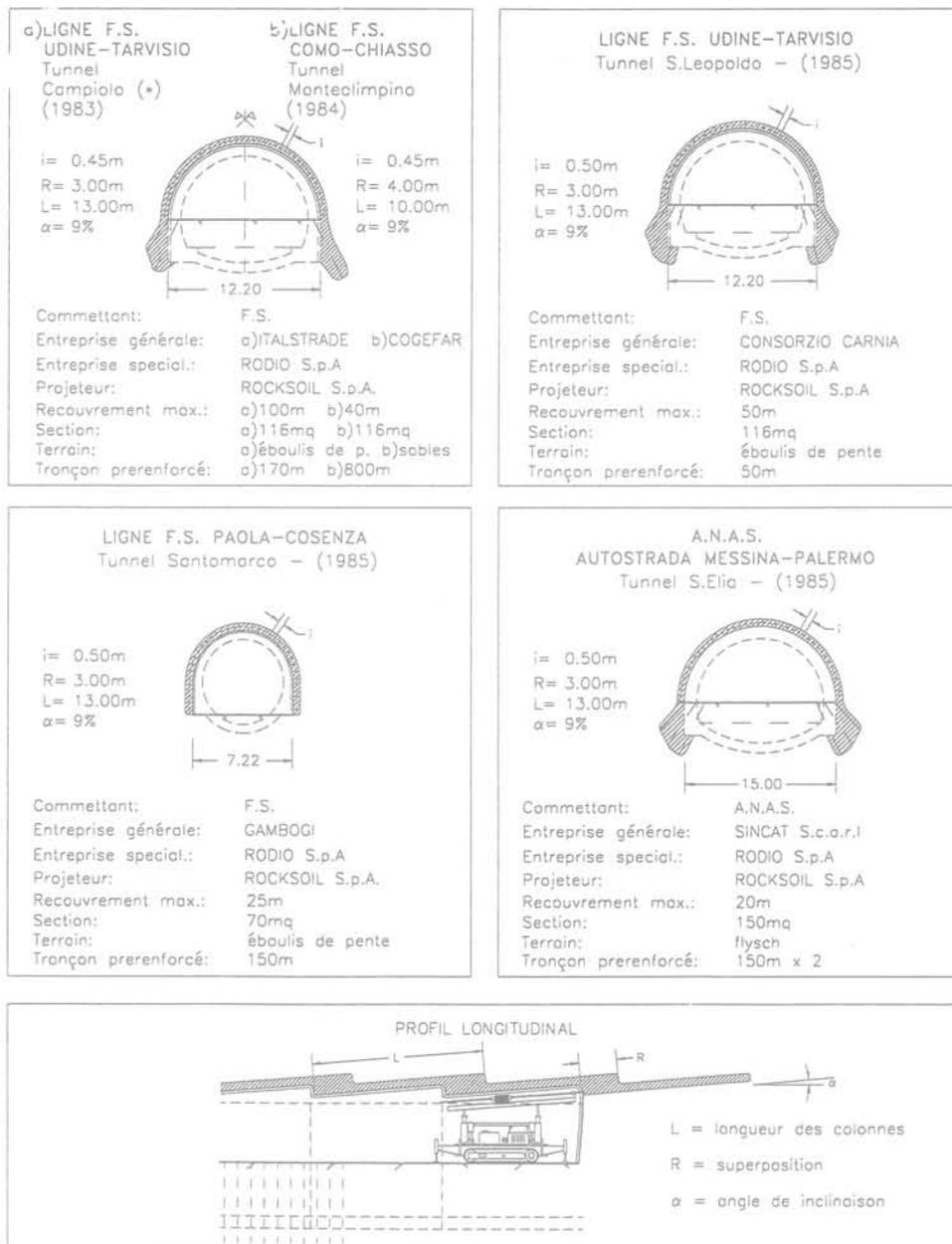
– le prérenforcement du contour de la cavité et du noyau par des boulons en fibre de verre (première réalisation dans l'absolu en 1991 pour le tunnel San Vitale de la ligne ferroviaire Caserta-Foggia pour les chemins de fer de l'État italien⁽⁶⁾ ; ou encore la préconsolidation du contour de la cavité par jet-grouting et le prérenforcement du noyau par des ancrages tubulaires en fibres de verre (première réalisation dans l'absolu en 1991 avec le tunnel Vasto de la ligne de chemin de fer Ancona-Bari pour les chemins de fer de l'État italien⁽⁷⁾).

Ces technologies unies à d'autres technologies particulières telles que le système de jet-grouting vertical (Fig. 22) avec lequel il est possible de créer dans le terrain, avant d'excaver, des coques de préconfinement de terrain consolidé, particulièrement efficaces pour la réalisation d'ouvrages d'entrée sur des versants détritiques sans compromettre leur stabilité et dans le respect le plus total de l'environnement (première réalisation dans l'absolu en 1985 pour la tête côté Pontebba du tunnel San Leopoldo de la ligne de chemin de fer Pontebba-

⁽⁵⁾ Entreprise générale : Consorzio FESPI ; Entreprise spécialisée : Rodio ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [7].

⁽⁶⁾ Entreprise générale : Consorzio COFERI ; Entreprise spécialisée : Consonda ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [23, 24].

⁽⁷⁾ Entreprise générale : Fioroni SpA ; Entreprise spécialisée : Fondazioni Speciali SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan.



(*) PREMIER EXEMPLE DE TUNNEL DE DIAMÈTRE 12.00m RÉALISÉ PAR JET-GROUTING SOUS-HORIZONTAL (1983)

FIG. 16 Premières applications du jet-grouting sub-horizontale.
First applications of near-horizontal jet-grouting system.

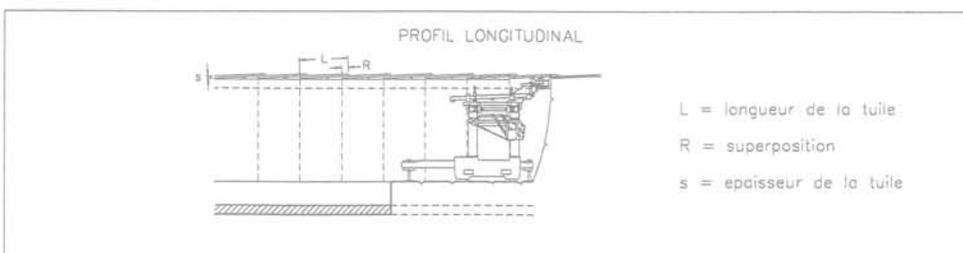
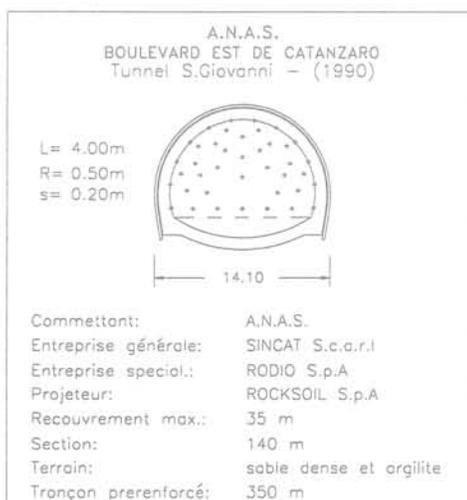
Tarvisio pour les chemins de fer de l'État italien⁽⁸⁾ ; constituent les interventions de conservation conçues par l'auteur et mises au point au cours des dix dernières années (voir tableaux I et II des travaux réalisés).

La disponibilité des technologies d'excavation conservatrices au moyen desquelles il est possible d'exercer une action de préconfinement de la cavité, quel que soit le type de terrain et quelle que soit la

situation de contrainte, a entraîné une véritable révolution dans la manière d'aborder les excavations souterraines.

Cette révolution dérive du fait que l'action de préconfinement garantit le respect des cadences d'avancement même dans les situations difficiles, empêche la détente du terrain en amont du front de taille et évite par voie de conséquence l'apparition des manifestations d'instabilité dont nous avons parlé, y compris dans les contextes où les interventions de simple « confinement » ont toujours échoué et continueront de le faire (Fig. 23). Cet état de choses constitue dès lors le point de départ indispensable pour commencer, d'une part à penser concrètement à la possibilité d'industria-

⁽⁸⁾ Entreprise générale : Consorzio Carnia ; Entreprise spécialisée : Rodio ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [3, 15, 18, 22].



(*) PREMIERE APPLICATION DU PREDECOPAGE MECANIQUE A PLEINE SECTION (1985)

FIG. 17 Premières applications du prédécoupage mécanique à pleine section.
First applications of full face mechanical precutting system.

liser les ouvrages souterrains et de les planifier en termes de temps et de coûts de construction indépendamment de la nature du milieu et de l'importance des recouvrements en jeu. En outre, pour commencer à mettre au point une nouvelle méthode de conception et de construction d'ouvrages souterrains qui soit capable indépendamment de la nature du milieu et de l'importance des recouvrements en jeu, de répondre aux conditions requises pour être considérée comme complète et universellement valable. Elle devra :

- 1) s'appliquer quel que soit le type de terrain et quelles que soient les situations statiques ;
- 2) fournir les instruments de conception et de construc-

tion adéquats, capables de résoudre les différentes situations quel que soit le type de terrain ;

- 3) prévoir une nette séparation entre la conception et la construction de l'ouvrage ;
- 4) permettre de planifier l'ouvrage souterrain en termes de temps et de coûts de construction.

Les méthodes les plus largement utilisées jusqu'ici n'ont pas su répondre complètement à ces exigences. Qu'il s'agisse des méthodes dérivant de critères de classement géomécanique (et donc valables exclusivement pour les massifs rocheux) ou de méthodes dérivant de systèmes de construction comme celui proposé par Rabcewicz.

La Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM), qui a

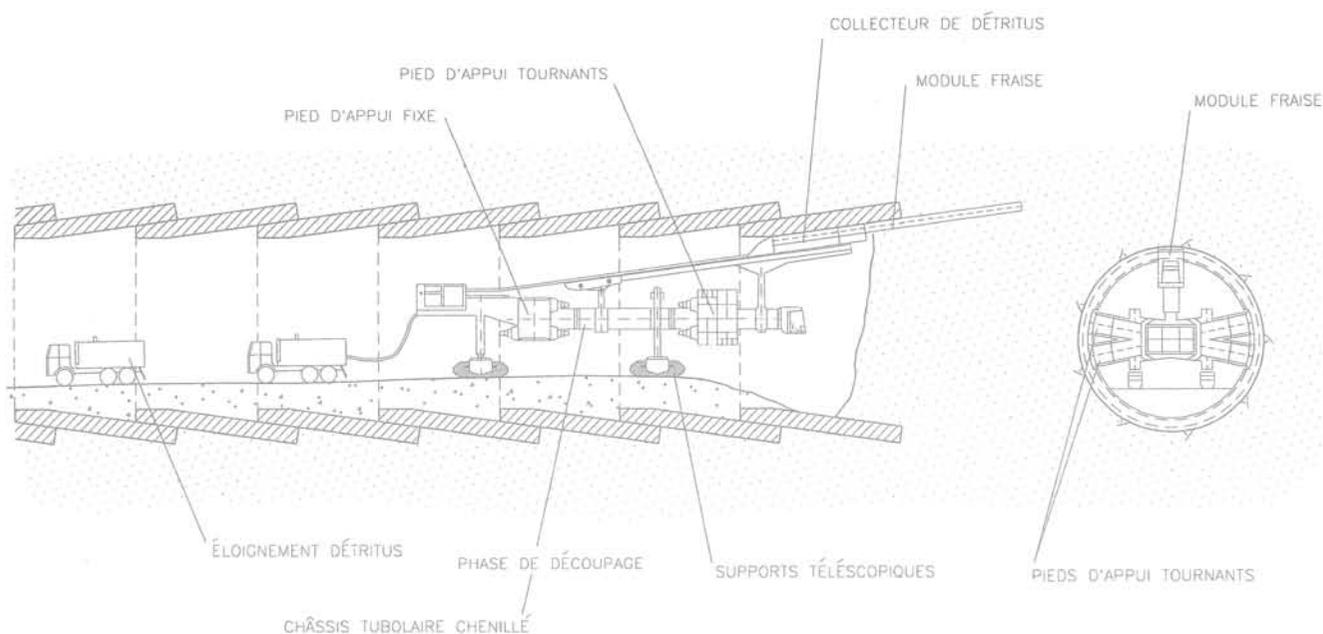


FIG. 18 Le système de « Prétunnel ».
The Pretunnel system.

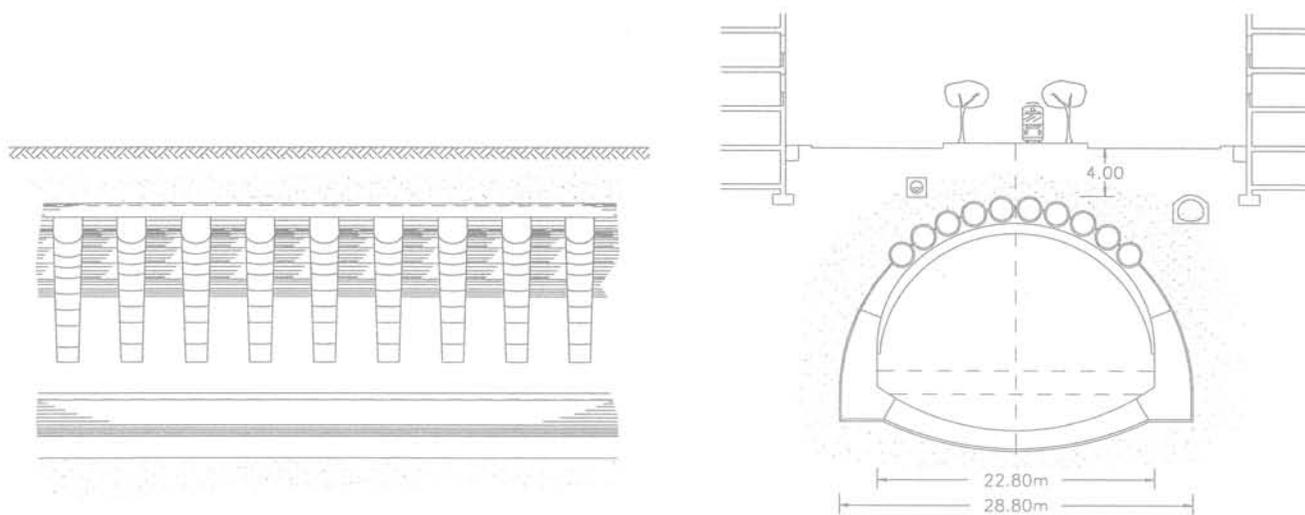


FIG. 19 Le système de l'« Arc Cellulaire ».
The Cellular Arch system.

eu au demeurant une très large diffusion ces trente dernières années, a incontestablement représenté lors de son introduction, un progrès considérable par rapport au passé. Elle a eu le mérite essentiel :

- de considérer pour la première fois le terrain comme un matériau de construction et de s'orienter vers des actions de *confinement* et non pas de soutènement ;
- d'introduire l'utilisation de nouvelles technologies de simple confinement avec une action active, telles que le béton projeté et les boulons ;

- de souligner le besoin de mesurer et d'interpréter systématiquement la réponse en déformation du massif exclusivement en termes de convergence de la cavité.

Aujourd'hui, toutefois, à la lumière des progrès récents faits dans le domaine technologique et dans le calcul, la méthode révèle des limites importantes :

- elle représente un système de classement incomplet et partiel dans la mesure où ce classement ne s'applique pas à tous les types de terrain et à toutes les situations de contraintes et de déformations ;

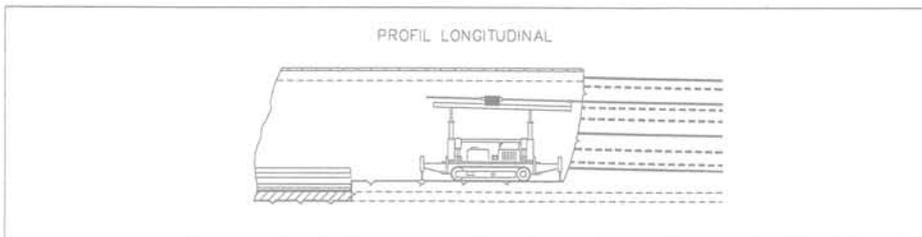
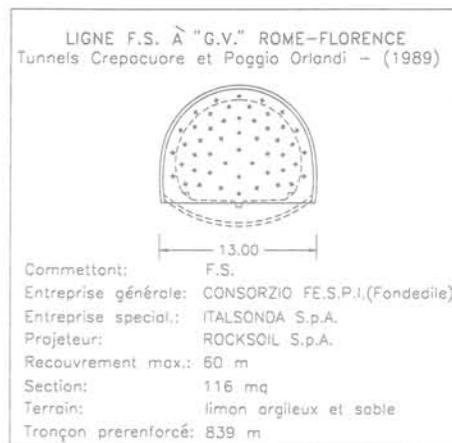
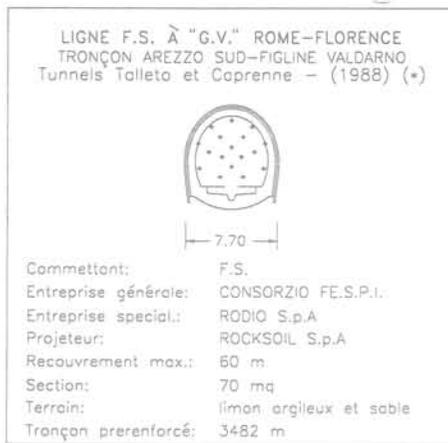


FIG. 20 Premières applications du renforcement du noyau par tubes en fibre de verre (VTR).
First applications of the reinforcement of the ground core using glass fibre tubes.

- elle néglige les nouvelles technologies et continue à prétendre, à tort, d'être à même de résoudre toutes les situations de contraintes et de déformations à travers la seule utilisation de boulons, des cintres et du béton projeté ;
- elle néglige complètement l'importance du noyau d'avancement et le besoin de l'utiliser en tant qu'instrument de stabilisation du tunnel ;
- elle ne prévoit jamais une conception nettement séparée de la construction.

Pour surmonter ces limites, une méthode a été récemment proposée qui se base sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les

sols [20, 21]. Elle se présente comme une nouvelle méthodologie qui a pris acte des possibilités offertes par les instruments les plus récents de recherche et de calcul au cours de la phase de conception et qui tient compte des nouvelles techniques d'avancement et de stabilisation de la cavité au cours de la phase de construction. Une méthode qui valorise sur le plan pratique la contribution scientifique et opérationnelle de la NATM et des autres méthodes utilisées dans le passé. Elles les interprètent dans un sens innovant, elle dépasse leurs limites et constitue leur évolution naturelle. Elle propose entre autres choses :

- de faire référence à un seul paramètre, autrement dit

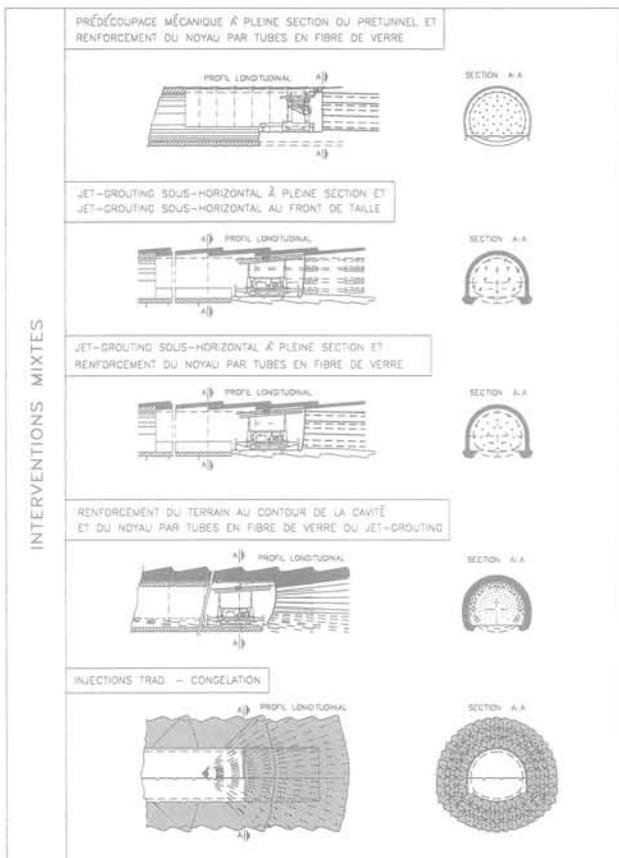


FIG. 21 Interventions de conservation mixtes.
Mixed conservation techniques.

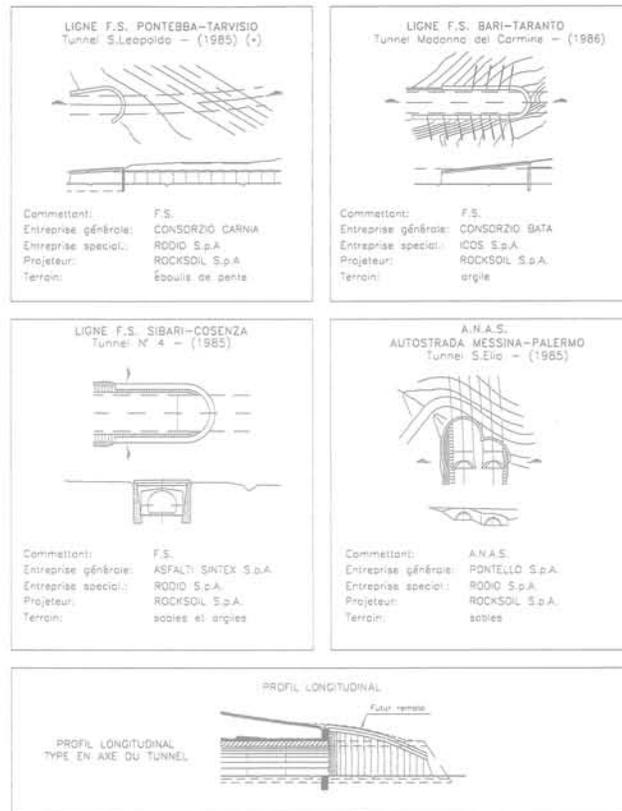


FIG. 22 Premières applications d'attaque du tunnel par jet-grouting vertical.
First applications of vertical jet-grouting system to create shells of improved ground before tunnel excavation commences.

ANNÉE	COMMITTANT	TRAVAIL	Ø [m]	SECTION A-A					N
				L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	
1983	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Campiolo	12	170					
1984	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel M. Pelis	12	200					
1984	F.S.	PAOLA-COSENZA Tunnel Santomarca	7	150					
1984	F.S.	CGMO-CHIASSO Tunnel M. Olimpico	12	800					
1985	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel S.Leopoldo	12	50					1
1985	ANAS	MESSINA-PALERMO Tunnel S.Elia	15	150x2					1
1985	F.S.	SIBARI-COSENZA Tunnels 1,2,3,4	10	1300	2300	2300			
1986	F.S.	BARI-TARANTO Tunn. Madonna del Carm.	12	200					2
1986	F.S.	BARI-TARANTO Tunnel S.Francesco	12	100					2
1986	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Malborghetta	12	150					1
1987	Commune Compaines	Passage souterrain de la gare	14	300x2					2
1987	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Campiolo	12	650					2
1987	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel S.Rocco	12	600					
1988	ANAS	AUT. DEI TRAFORZI Tunnel Vallesio	15	600					
1988	ANAS	S.S. 42 Tunnel Lavere	11	200					
1988	MM	TRANSVERSALE FERR. DE MILANO Station Venezia	30				250		
1988	F.S.	LIGNE A "OV" ROME-FLORENCE Tunn. Tolleto e Coprenne	8	2500	2800	2800			4
1988	F.S.	LIGNE A "OV" ROME-FLORENCE Tunnel Tasso	12	150		1650			2
1988	F.S.	LIGNE A "OV" ROME-FLORENCE Tunn. Terranova le Ville	12	200	1800	2200			3
1988	F.S.	LIGNE A "OV" ROME-FLORENCE Tunnel Poggio Oriente	13	250		600			2
1988	F.S.	LIGNE A "OV" ROME-FLORENCE Tunnel Crepacuore	13	60		120			2
1989	ANAS	BOULEVARD DE CATANZARO Tunnel S.Giovanni	12		400	400			2
1989	ANAS	S.S. 42 Tunn. Costa Volpina	11			200			1
1989	Aqueducat des Pouilles	Aqueducat d'Ofonia	5			200			3
1989	F.S.	TARZIA-SIRACUSA Tunnel di Siracusa	12		1000	1000			
1989	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Villeneuve	12	275x2					2

ANNÉE	COMMITTANT	TRAVAIL	Ø [m]	SECTION A-A					N
				L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	
1989	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Avise	12	290x2					4
1989	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Tarvisio	16	1000					1
1989	SAT	AUT. LIVORNO-CIVITAV. Tunnel Maranchini	12	900x2					2
1989	SAT	AUT. LIVORNO-CIVITAV. Tunnel Rimozzino	12	900x2		900x2			2
1990	Commune de Rome	Passage souterrain via Cristoforo Colombo	12,5	150					
1990	ANAS	S.S. 1 Tunnel Montenero	11	150x2		2350x2			2
1990	LAURO	S.S. 38 Tunn. Volmagg. Ballardore	12	150					4
1990	COGEFAR	S.S. 38 Tunnel Moncalizzo	12	60					1
1990	CARIBONI	S.S. 38 Tunn. Le Prese e Verzeo	12	100					2
1990	LODICIANI	S.S. 38 Tunnel San Antonio	12	40					2
1990	TECNO SVILUPPO	S.S. 38 Tunnel Tola	12	80					2
1990	SECOL	S.S. 38 Tunnel Cepino	12	70					1
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Levetogne	12	270x2					2
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Villerot	12	240x2					4
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Les Crêtes	12	450x2					2
1990	MM	MILANO Boulevard periferique est	11	70					2
1991	ANAS	S.S. 510 Lotti 5,6,7	11	900		400			15
1991	ANAS	S.S. 237 Tunnel Sabbio	11	300					3
1991	F.S.	CASERTA-FOGGIA Tunnel S.Vitale	12		300	1800			
1991	ANAS	S.S. 62 Tunnel M. Barro	11	100x2					1
1991	PIZZA, ROTTI	S.S. 470 Tunnel Lenna	12	30					
1992	ANAS	F. 45 Tunnel Quarto	11	100x2		200x2			3
1993	F.S.	ANCONA-BARI Tunnel Vasto	12	2260	2620	4980			
1993	F.S.	FIRENZE-EMPOLI Tunnel S.Vito	12			900			
1993	F.S.	FIRENZE-EMPOLI Tunnel Bellosguardo	12	50		714			2
1993	ANAS	S.S. 106 Tunnel Lofiri	11	90x2		90x2			2
1993	INTERMETRO	METRO DE ROME Stat. Baldo degli Ubaldi	21		120	120			

TERRAIN	ARGILLES	LIMONS	SABLES	GRAVIER	ROCHES FRACTURÉES	ROCHES
INTERVENTIONS						
INJECTIONS TRADITIONNELLES						
CONGÉLATION						
JET-GROUTING SOUS-HORIZONTAL						
PRETUNNEL *						
RENFORCEMENT DU NOYAU PAR TUBES EN FIBRE DE VERRE						
PREDECOUPEGE MECANIQUE						
ARC CELLULAIRE						

FIG. 23 **Domaine d'application des interventions qui produisent des effets de voûte artificiels.**
Application range of the techniques which produce an artificial arch effect.

la réponse en déformation du milieu où est creusée l'excavation tout d'abord par voie théorique, comme objet de prévision et de mise sous contrôle, puis par voie expérimentale, comme objet de lecture et d'interprétation pour la mise au point du projet en chantier ;

– de valoriser la fonction du noyau au front de taille comme instrument de stabilisation de la cavité en phase d'excavation ;

– d'encadrer les tunnels sur la base de catégories de comportement en fonction des conditions de stabilité du noyau et du front de taille ;

– d'intégrer, dans la phase du choix et du dimensionnement des interventions de stabilisation, les approches bien connues de « convergence-confinement » et d'« extrusion-confinement » avec celle d'« extrusion-préconfinement » en faisant en sorte qu'il soit possible d'aborder la conception et la construction

des tunnels difficiles avec les mêmes critères de sécurité que ceux adoptés pour les tunnels faciles à réaliser, afin de prévoir d'une manière fiable les temps et les coûts de construction.

Aujourd'hui, l'objectif de l'industrialisation des excavations est donc à notre portée, de même que celui de la planification des ouvrages souterrains qui pourront enfin être élevés à la dignité des autres ouvrages du génie civil.

Une méthode de conception et de construction conforme aux caractéristiques que nous venons d'indiquer peut être adoptée comme référence pour le développement d'une nouvelle réglementation capable de répondre correctement aux exigences de ceux qui opèrent en souterrain (comme cela a été fait par trois importantes administrations italiennes qui ont renouvelé récemment leurs cahiers des charges [25, 26, 27].

Bibliographie

- [1] Lunardi P. – Nouvelle méthode de construction des écrans d'étanchéité dans les barrages en remblai. XIV^e Congrès international sur « Le Grand Dighe ». Rio de Janeiro, 6-7 mai 1982.
- [2] Louis C., Lunardi P. – Consolidation des sols par la technique de jet-grouting. État des connaissances et expériences. Colloque international « Renforcement en place des sols des roches ». Paris, octobre 1984.
- [3] Faoro L., Lunardi P., Pasquini M. – Il jet-grouting nel consolidamento di imbocchi di gallerie autostradali. Comptes rendus du Congrès international sur les « Grands Ouvrages en Souterrain ». Florence, 8-11 juin 1986.
- [4] Lunardi P., Mongilardi E., Tornaghi R. – Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo. Comptes rendus du Congrès international sur les « Grands Ouvrages en Souterrain ». Florence, 8-11 juin 1986.
- [5] Camargo Guazzelli J.L., Lunardi P. – Tunel de Campinas : evolucion del diseno y problemas de operacion. Comptes rendus du Congrès international sur « Les tunnels et l'eau ». Madrid, 12-15 juin 1988.
- [6] Lunardi P. – L'emploi de microtunnels pour la réalisation d'ouvrages souterrains de grande portée : l'arc cellulaire. Comptes rendus du Congrès international sur « Les tunnels et l'eau ». Madrid, 12-15 juin 1988.
- [7] Lunardi P., Bindi R., Focaracci A. – Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Études et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front. Colloque international « Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble ». Paris, 7-10 février 1989.
- [8] Colombo A., Lunardi P., Luongo E., et al. – L'Arc cellulaire pour la station Venezia du Passante Ferroviario Metropolitano de Milan. Colloque international « Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble ». Paris, 7-10 février 1989.
- [9] Lunardi P. – Un nuovo sistema costruttivo per la realizzazione di gallerie di grande luce in terreni sciolti : l'arco cellulare. *Gallerie e grandi opere sotterranee*, n° 29, 1989.
- [10] Colombo A., Lunardi P., Luongo E. – Innovative techniques for the realization of large diameter tunnels in loose land. Comptes rendus du Congrès international « Progress and Innovation in Tunnelling ». Toronto, 9-14 septembre 1989.

- [11] Lunardi P. – Un nouveau système constructif pour la réalisation de tunnel de grande portée dans terrains non cohérents : l'arc cellulaire. Colloque international « Les fondations des grands ouvrages ». UNESCO, Paris, 27-29 mars 1990.
- [12] Lunardi P., *et al.* – Soft ground tunnelling in the Milan Metro and Milan Railway Link. Case histories. Soft Ground Tunnelling Course. Institution of Civil Engineers. Londres, 10-12 juillet 1990.
- [13] Colombo A., Lunardi P., Tesserin G.D., *et al.* – Preconsolidamento del terreno mediante jet-grouting nel sottopasso della Tangenziale Est di Milano da parte della Linea 3 della metropolitana. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [14] Golinelli G., Lunardi P., Perelli Cippo A. – La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento delle scavo di gallerie in terreni incoerenti. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [15] Lunardi P. – L'impiego del jet-grouting per l'attacco di gallerie in terreni soffici. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [16] Arseno F.P., Focaracci A., Lunardi P., Volpe A. – La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [17] Lunardi P. – Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili : interventi di precontenimento del cavo. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [18] Lunardi P. – Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. *Quarry and Construction*, mars 1992.
- [19] Lunardi P., Focaracci A., Giorgi P., Papacella A. – Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. Comptes rendus du Congrès international sur « Towards New Worlds in Tunnelling ». Acapulco, 16-20 mai 1992.
- [20] Lunardi P., Bindi R., Focaracci A. – Technical and financial planning of underground works : The « ADECORS method ». VI Forum Europeo di Ingegneria Economica. Università Bocconi, Milan, 13-14 mai 1993.
- [21] Lunardi P. Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo. SAMOTER : Comptes rendus du Congrès sur « La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo ». Verone, 27-28 mai 1993.
- [22] Lunardi P. – Évolution des technologies d'excavation en souterrain dans des terrains meubles. Conférence au Comité marocain des Grands Barrages. Rabat, 30 septembre 1993.
- [23] Lunardi P. – Glass-resin tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. SAIE : Seminar on « The application of fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering. Bologne, 22 octobre 1993.
- [24] Lunardi P. – La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble : études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement, Symposium international, Renforcement des sols : expérimentations en vraie grandeur des années 80, Paris, 18 novembre 1993.
- [25] AUTOSTRADE SpA. – Norme tecniche d'Appalto, 1992.
- [26] ITALFERR SIS TAV SpA. – Capitolato di Costruzione Opere Civili, 1992.
- [27] ANAS. – Capitolato Speciale d'Appalto. Parte II : Norme Tecniche, 1993.

Comparaison entre l'approche de Marston et l'approche allemande de conception structurelle des conduites rigides enterrées

Y.G. DIAB

P. PERROTIN

J.-C. MANGIN

LGCH, ESIGEC,
Université de Savoie,
Savoie Technolac,
73376 Le Bourget-du-Lac

Résumé

Dans différents pays, la théorie de Marston est utilisée pour estimer le chargement appliqué sur les conduites rigides enterrées. En Allemagne, on utilise une autre approche applicable aux conduites rigides et souples. Cette note présente une comparaison entre les deux approches. Elle est réalisée sur des conduites en grès. Le rapport entre les chargements calculés par les deux méthodes démontre que l'approche de Marston est très conservatrice pour les conduites de petit diamètre installées dans un sol granulaire bien compacté car elle néglige le soulagement par les côtés et sous-estime le frottement entre le sol de remblaiement et les parois de la tranchée.

Comparison between Marston and german approaches for buried rigid pipes design

Abstract

In several countries, the Marston load theory is used in computing the trench backfill loads on rigid pipes. Germany is using an alternative design method for rigid and flexible pipe. This paper presents the two methods and a comparison realised on vitrified clay pipe. This comparison shows by using a loading ratio that the Marston theory is conservative. This ratio is the ratio between the applied load computed by both methods. Results of the comparison demonstrate that the Marston theory is very conservative for small pipes well backfilled with well-compacted granular materials because it neglects the load relieving effect of the side of the fill and underestimates the friction between backfill soil and trench walls.

Introduction

L'approche de Marston développée à partir de 1913 à l'université d'Iowa (Marston et Anderson, 1913), (Marston, 1930), (Spangler, 1946) est à la base des méthodes utilisées en France (Fascicule 70, 1991) et aux États-Unis d'Amérique (ACPA, 1988), pour calculer les charges qui s'exercent sur les conduites rigides enterrées. Or, il existe depuis 1984 une méthode analytique développée en Allemagne par l'Abwassertechnischen Vereinigung EV (ATV, 1984) (Toepfer, 1992), dont les résultats sont très proches des résultats expérimentaux et numériques.

Dans cette note, une comparaison numérique entre les deux approches est présentée pour des conduites circulaires à parois homogènes et à épaisseur constante, afin de mettre en évidence le conservatisme de l'approche de Marston. Le ratio permettant cette évaluation est appelé le *rapport des charges RC*.

$$RC = W_a/W_m$$

W_a : charge estimée par l'approche allemande ;

W_m : charge estimée par l'approche de Marston.

Étude comparative de l'approche allemande (ATV) et de l'approche de Marston

Cet exemple sera limité à l'étude de conduites de trois diamètres différents et à l'analyse de l'influence de la géométrie de la tranchée et des caractéristiques du sol enrobant sur le rapport des charges *RC*. Ce rapport est analysé en fonction des paramètres caractérisant une tranchée :

- 1 – dimensions de la tranchée ;
- 2 – sol de remblaiement ;
- 3 – diamètre de la conduite ;
- 4 – rapport des rigidités du lit de pose et du sol de remblaiement.

Les propriétés géométriques et mécaniques des trois conduites analysées sont données dans le tableau I. On suppose que le lit de pose et le sol de couverture sont de même nature et ont même degré de compacité ; la figure 1 montre les zones de sol situées autour de la conduite.

TABLEAU I Caractéristiques des trois conduites analysées.
Properties of pipes used in analyses.

Diamètre de la conduite (mm)	Épaisseur des parois (mm)	Modules d'Young (MPa)
150	15	30 000
500	50	30 000
1 000	100	30 000

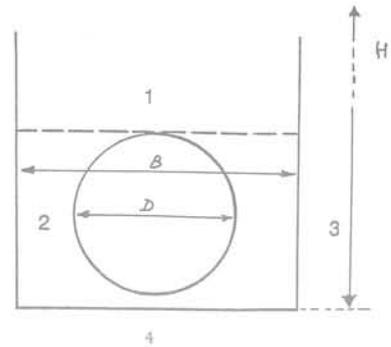


FIG. 1 Les différentes natures de sol autour de la conduite.
Definition of soil zones.

Effets des dimensions de la tranchée

Dans cette première analyse, un sol argileux compacté à 90 % du Proctor standard est utilisé comme sol *in situ* adjacent à la tranchée (zones 3 et 4 respectivement). L'influence des dimensions de la tranchée est analysée en fonction des deux rapports adimensionnels : B/D et H/D . La variation du rapport de chargement *RC* en fonction de H/D pour différentes valeurs B/D est présentée sur la figure 2. On observe que pour les faibles valeurs de B/D , le rapport de chargement est indépendant de H/D , tandis que pour des valeurs B/D élevées, les courbes sont composées de deux parties : la première (pour les faibles valeurs de H/D) est croissante indiquant que *RC* augmente avec H/D ; la seconde partie de la courbe est horizontale et elle est validée pour des valeurs H/D supérieures à 10. Ceci peut s'interpréter de la manière suivante : si la tranchée est étroite (largeur de la tranchée B inférieure ou égale à 1,5 fois le diamètre D de la conduite, comme c'est souvent le cas pour les conduites de grand diamètre), le rapport de chargement est indépendant de H/D .

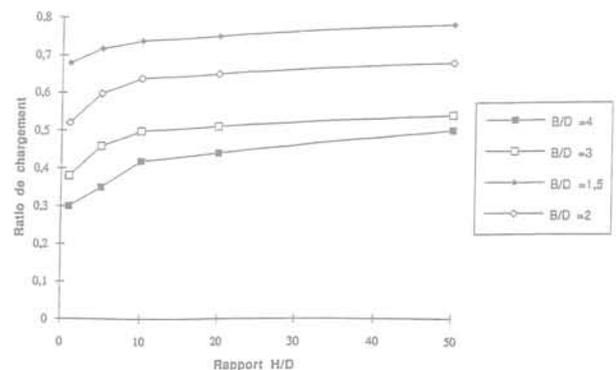


FIG. 2 Variation de *RC* en fonction de H/D .
Variation of (*RC*) with (H/D) ratio.

La relation entre le rapport de chargement et le rapport B/D pour différentes valeurs de H/D est montrée sur la figure 3.

On remarque que *RC* est égal à 1 lorsque B/D vaut 1 pour les différents rapports H/D (cas limite irréaliste). Cependant, pour tous les autres cas, ce rapport est très inférieur à 1, ce qui indique que la théorie de Marston

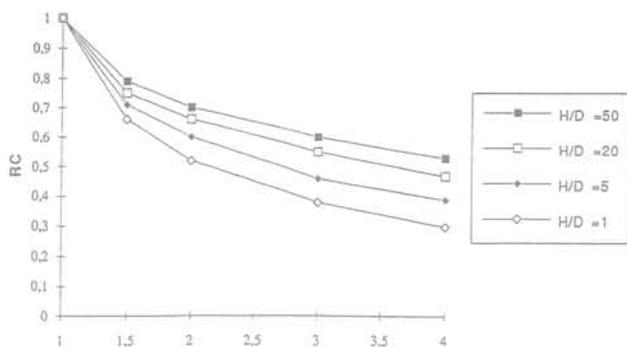


FIG. 3 Variation de RC en fonction de B/D.
Variation of (RC) with (B/D) ratio.

est très conservatrice par rapport à la méthode allemande (les valeurs H/D sont toujours supérieures à 1 en pratique). A noter aussi que le rapport de chargement diminue lorsque B/D augmente, ce qui démontre bien que la théorie de Marston est d'autant plus conservatrice que B/D est grand.

En comparant les figures 2 et 3 on peut remarquer que le rapport de chargement dépend plus de B/D que de H/D . Cela est logique car le rapport H/D représenté est proportionnel à la proportion de charges limitées par les parois de la tranchée, dans l'hypothèse où la rigidité du sol de remblaiement est du même ordre de grandeur que celle de la conduite. En conclusion, on peut dire qu'un faible changement de B/D affecte sensiblement RC .

2.2

Effets du sol de remblaiement

L'effet du sol de remblaiement est analysé selon deux aspects : le premier concerne la nature du sol et le second le degré de compacité d'un sol de nature donnée. Les relations entre le rapport de chargement pour les différents types de sols et pour différents degrés de compacité sont données sur la figure 4 avec : C1 : sol non cohérent ; C2 : sol faiblement cohérent ; C3 : mélange de sol cohérent ; C4 : sol cohérent.

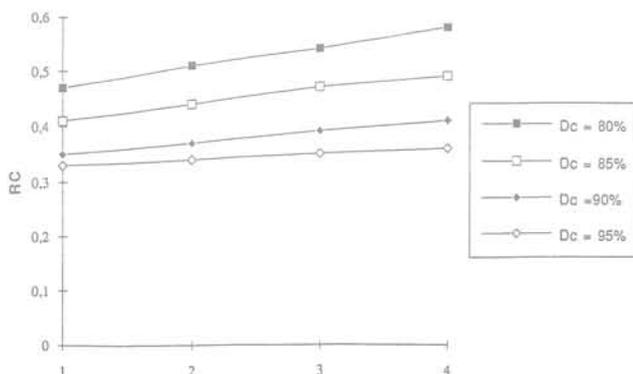


FIG. 4 Variation de RC en fonction du type de sol de remblaiement.
Variation of (RC) with backfill soil type.

A partir de cette figure, on peut noter que pour les sols compactés (90 à 95 % du Proctor standard), le rapport de chargement est sensiblement constant et donc indépendant du type de sol. Ce rapport tend à augmenter légèrement pour les sols relativement mal compactés (80 %). De la même manière, il augmente avec la cohésion du sol. La variation de RC en fonction du degré de compacité des différents sols est montrée sur la figure 5.

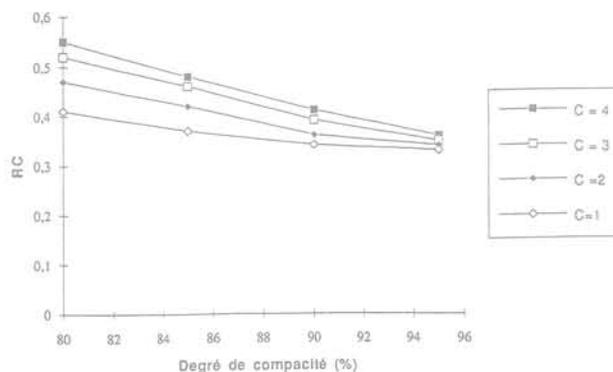


FIG. 5 Variation de RC en fonction du degré de compacité du sol de remblaiement.
Variation of (RC) with backfill soil compaction.

Ces courbes démontrent que RC diminue lorsque la compacité augmente ; en effet, la rigidité du sol de remblaiement augmentent, ce qui améliore la capacité du sol à reprendre une partie supplémentaire du chargement extérieur appliqué. Ce n'est pas uniquement le type de sol mais aussi sa compacité qui influencent ce rapport. La théorie de Marston est donc d'autant plus conservatrice que le sol est moins cohérent et que son degré de compacité est élevé.

2.3

Effets du diamètre de la conduite

Quatre diamètres de conduite ont été testés (150 mm, 500 mm, 1 000 mm, 2 000 mm). Les résultats sont représentés sur la figure 6. Cette figure indique clairement que le rapport de chargement est indépendant du diamètre de la conduite, pour une valeur de B/D donnée. Cela semble en contradiction avec les résultats donnés par l'étude théorique de Jeyapalan (1990). Selon cette étude, les dimensions de la conduite ont une forte influence sur la distribution des efforts. Contrairement à la procédure d'analyse utilisée dans notre exemple, l'étude de Jeyapalan fait varier B/D pour un diamètre de la conduite, ce qui explique la dépendance des résultats en fonction du diamètre de la conduite tandis que notre étude montre que le rapport de chargement entre l'approche allemande et l'approche de Marston est la même pour une valeur de B/D donnée. Cependant, ce rapport diminue lorsque le rapport B/D augmente, ce qui démontre que la théorie de Marston est plus conservatrice pour les tranchées larges.

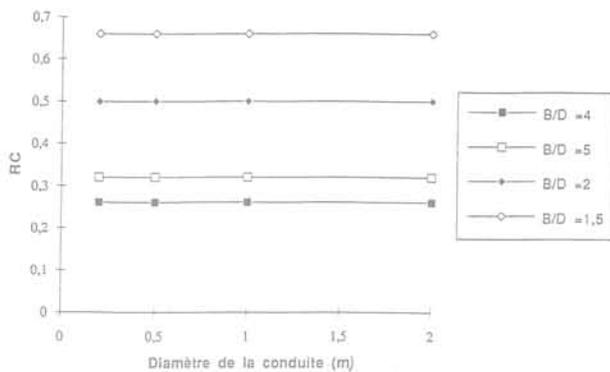


FIG. 6 Variation de RC en fonction du diamètre de la conduite.
Variation of (RC) with pipe diameter.

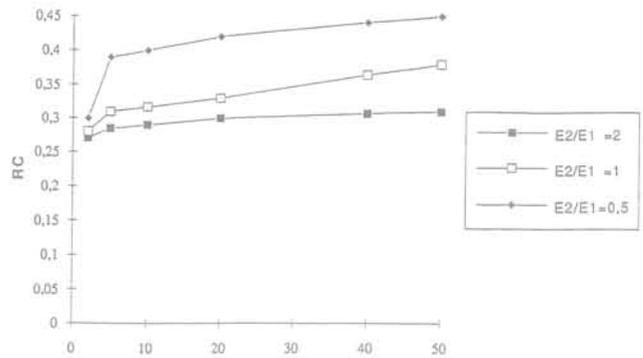


FIG. 7 Variation de RC en fonction de H/D pour différents rapports de rigidité.
Variation of (RC) with H/D ratio for different E_2/E_1 ratios.

2.4

Effets du rapport de rigidité entre le sol autour de la conduite (E_2) et le sol de remblaiement (E_1)

L'influence du rapport de rigidité du sol sur le ratio de chargement est montrée sur la figure 7 pour six valeurs de H/D et pour les trois rapports de rigidités suivants :

$$E_2/E_1 = 0,5 \quad E_2/E_1 = 1 \quad E_2/E_1 = 2$$

On remarque que le rapport H/D a peu d'influence sur le rapport de chargement sauf pour les faibles valeurs de H/D (inférieures 5) et que, lorsque le rapport E_2/E_1 diminue, le rapport de chargement augmente plus fortement. Ceci paraît logique car une valeur de E_2/E_1 faible signifie que la rigidité du sol enrobant est faible, ce qui diminue la capacité portante de la réalisation compte tenu de la diminution de la capacité portante du sol enrobant la conduite. On en conclut que la théorie de Marston est d'autant plus pessimiste que le rapport E_2/E_1 augmente et que le rapport H/D diminue (principalement pour les faibles valeurs de H/D), ce qui signifie qu'elle est plus pessimiste pour les tranchées superficielles ayant un sol latéral bien compacté.

3

Conclusion

A partir des résultats des différentes comparaisons, les remarques pratiques suivantes peuvent être faites :

- 1) Le rapport B/D apparaît être le paramètre qui affecte le plus le rapport de chargement RC ; ce rapport RC est indépendant du diamètre de la conduite pour un rapport B/D donné.
- 2) Le rapport de chargement est toujours inférieur à 1, ce qui montre bien que la méthode de Marston est conservatrice.
- 3) La théorie de Marston est la plus pessimiste pour les conduites de petit diamètre à cause de leur grand rapport B/D ; pour les conduites de grand diamètre avec un B/D faible, le rapport de chargement est indépendant de la hauteur du sol.
- 4) Le rapport de chargement diminue lorsque le rapport H/B et l'angle de frottement augmentent ; il augmente aussi lorsque la compacité du sol diminue.
- 5) Une comparaison entre les résultats de l'approche de Marston et ceux d'une approche fondée sur la Méthode des Éléments Finis (Diab, 1992) confirme le fait que l'approche de Marston est conservatrice.

On note enfin que la théorie de Marston est la plus conservatrice pour les conduites de petit diamètre réalisées avec un sol de remblai granulaire bien compacté : dans ces conditions, la charge calculée par la théorie de Marston est presque deux fois plus élevée que la charge calculée par l'approche allemande.

Bibliographie

ACPA - Concrete pipe Hand-book, Third edition, American Concrete Pipe Association, Vienna, USA, 1988, 469 p.
ATV - Spécification for the structural design of wastewater drains and sewers, worksheet A127. Abwassertechnischen Vereinigung in junction with the Verband Kommunaler Stadterinigungsbetriebe, Hamburg, RFA, 1984, n° 182.
Diab Y.G. - Comportement structurel des conduites rigides enterrées, thèse de doctorat présentée à l'université Claude-Bernard, Lyon, 1992, 412 p.
Fascicule 70 - Cahier des clauses techniques générales applicables aux mar-

chés publics des travaux (ouvrages d'assainissement). Imprimerie nationale, Paris, 1991, 216 p.
Jeyapalan J.K. - Advances in pipeline materials and design in Europe and North America. Proceedings of the Conference Pipelines Design and Installation, ASCE, Las Vegas, USA, 1990, pp. 1-16.
Marston A., Anderson A.O. - The theory of loads and pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe. Engineering experiment station. Iowa State College Bulletin. USA, 1913, n° 31, 104 p.
Marston A. - The theory of external loads

on closed conduits in the light of the latest experiments. Records of the Highway Research Board, 1930, vol. 9, pp. 138-170.
Spangler M.G. - Analysis of loads and supporting strengths and principles of design for culverts. Records of the Highway Research Board, 1946, vol. 26, pp. 189-214.
Toepfer A.C. - Introduction to regulations for pipe-jacking operations according to ATV DIN 18319 of the VOB/C. Proceedings of the Second International Symposium on Microtunneling, BAUMA 92, Munich, Allemagne, 1992, pp. 142-156.

Influence sur le milieu de l'installation d'un panneau de paroi moulée en béton, dans une argile raide saturée

J.-B. KAZMIERCZAK

BRGM,
Direction de la Recherche,
Avenue de Concyr,
BP 6009,
45060 Orléans Cedex 02
Terrasol,
Immeuble Helios
72, avenue Pasteur
93108 Montreuil Cedex
Tél. : (33) 01 49 88 24 69
E-mail : terrasol@wanados.fr

Résumé

L'objet de cet article est d'apporter quelques éléments de réponse à la question suivante : la phase initiale du creusement, sous boue de bentonite, d'un panneau de paroi moulée, a-t-elle une influence sur le comportement ultérieur du sol et des structures ?

Une méthode numérique aux différences finies (modèle biphasique couplé), avec une géométrie tridimensionnelle a été mise en œuvre. Les résultats qu'elle procure ont été confrontés avec des mesures de chantier. Cette analyse montre que l'approche 3D est acceptable pour l'évaluation des déplacements, des contraintes et des pressions interstitielles. Elle pourrait toutefois être avantageusement remplacée par une approche axisymétrique.

Effect of a cast *in situ* concrete diaphragm wall panel on the behavior of a saturated stiff clay

Abstract

The scope of this paper is to provide several findings relating to the question : Does the initial excavation phase of a cast *in situ* panel using a bentonite supporting fluid have an effect on the ultimate behavior of the soil and supported structures ?

This study was performed using the Finite Difference Method and considering a three-dimensional geometry and a dual phase coupled behavior. The numerical results were compared to the measurements made on-site. The study demonstrated that a 3D approach is suitable for evaluating the displacements, stresses and pore water pressures. On the other hand, it was also show that the three-dimensional model could be replaced by a more simple axisymmetrical analysis.

Introduction

Le problème du dimensionnement des parois moulées a été abordé de différentes manières par les concepteurs. Pourtant, qu'ils utilisent la méthode basée sur l'équilibre limite, celle aux coefficients de réaction ou encore celle du *continuum* élastoplastique, peu se sont intéressés à la phase initiale du creusement de la paroi. En effet, les calculs sont souvent menés en considérant que la paroi est déjà présente dans le sol alors que la réalisation de la tranchée seule modifie de façon non négligeable l'état de contrainte du massif de sol avoisinant la saignée.

Il semble aujourd'hui admis que le processus d'installation des parois moulées dans les argiles raides peut causer des déplacements significatifs dans le milieu environnant ainsi que des réductions conséquentes de la contrainte horizontale. De nombreux auteurs tels que Potts et Fourie (1984), Tedd *et al.* (1984), Powrie *et al.* (1991, 1992) et Gun *et al.* (1992) ont observé ces phénomènes dans les argiles raides.

Il paraît donc intéressant d'essayer de prévoir les effets de l'installation de ce type d'ouvrage dans l'argile. Aussi, des chercheurs britanniques ont mis en œuvre des études numériques pour tenter de modéliser ce processus d'installation des parois. On peut citer Higgins *et al.* (1989) qui modélisent l'installation de la paroi en imposant une pression hydrostatique représentant le béton sur les flancs de la tranchée. Leur analyse est du type déformation plane, bidimensionnelle. Powrie et Li (1991) ont, pour leur part, réduit le coefficient latéral de pression des terres dans le sol derrière l'écran.

Plus récemment, Ng *et al.* (1995) ont abordé le problème de l'installation d'une série de panneaux en béton dans l'argile. Leur analyse numérique, très complète, est fondée sur deux analyses simplifiées de section plane.

Le propos de cet article est d'étudier numériquement l'influence du creusement sous boue de bentonite et de la mise en place d'un panneau en béton moulé dans une argile raide saturée. Pour ce faire une *simulation tridimensionnelle biphasique* (méthode du *continuum élastoplastique* - différences finies - logiciel FLAC 3D V1.05) d'un panneau de l'une des parois moulées du métro de Lille est réalisée. Le modèle de comportement du sol est celui de Mohr-Coulomb. Les paramètres ont été calés à partir d'essais de laboratoire et *in situ*.

Une confrontation avec des mesures en place effectuées sur un chantier similaire à celui que nous modélisons est proposée de manière à déterminer la validité de ce type d'approche.

Présentation du chantier de référence

Les travaux présentés dans cet article se basent sur le chantier de la station Alma-Gare du métro de Lille. Cette station traverse des formations constituées par le matériau Argile des Flandres. Elle se situe à Roubaix dans le quartier de la gare.

Géométrie et phasage du chantier

La géométrie du projet, et le schéma d'implantation de l'instrumentation sont représentés sur la figure 1.

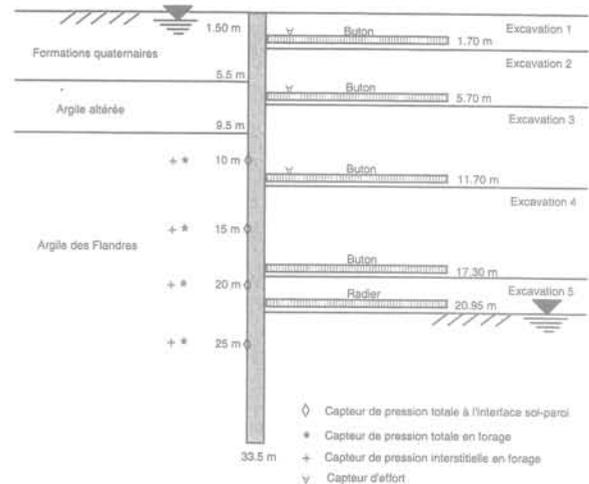


FIG. 1 Coupe schématique de la station Alma-Gare et instrumentation du milieu. Schematical cross section of Alma-Gare station and instrumentation of the site.

On y distingue :

- des capteurs de pression situés à l'interface sol-paroi ;
- des capteurs de pression en forage situés à 1,80 m de la paroi ;
- des capteurs d'effort sur les butons.

La paroi, d'une hauteur de 33,5 m dans sa partie la plus profonde et de 1,22 m d'épaisseur, est inscrite dans trois couches de sol :

- de la surface à 5,50 m de profondeur : formations quaternaires ;
- de 5,50 m à 9,50 m de profondeur : argile altérée ;
- ensuite : Argile des Flandres.

La paroi est maintenue durant la phase travaux par quatre lits de butons. Un radier est réalisé en fond de fouille après la dernière excavation.

Instrumentation

Les capteurs de pression

La position des différents capteurs est repérée sur la figure 1. L'instrumentation comprend douze capteurs de pression hydraulique à contre-pression pneumatique. Ils ont été placés à 10, 15, 20 et 25 m de profondeur de la façon suivante :

- quatre capteurs de pression totale situés à l'interface sol-paroi ;
- quatre capteurs de pression interstitielle situés dans des forages à 1,80 m du dos de la paroi ;

– quatre capteurs de pression totale situés dans des forages à 1,80 m du dos de la paroi.

Les capteurs de pression totale accolés à la paroi ont été mis en place au moment du remplissage en béton de la paroi moulée. Les huit autres capteurs ont été placés dans des forages distincts. Les capteurs de pression totale en forage ont préalablement été enrobés dans un coulis de module de compressibilité correspondant à celui du sol à la profondeur considérée.

Tous ces capteurs ont été reliés à une centrale d'acquisition de données, de marque Glötzl, programmée pour effectuer une série de mesures toutes les douze heures.

2.2.2

Les capteurs d'efforts

Sur chaque niveau de butons sont placées des cordes vibrantes. Elles sont disposées à 120° sur deux rangées de butons distinctes. Ces capteurs fournissent donc en retour des fréquences qui sont retranscrites, à partir d'une table de conversion, en déformations et efforts.

2.3

Réalisation d'une paroi moulée

Les parois en béton, moulées dans le sol, sont réalisées par panneaux successifs de largeur variable. Dans la plupart des cas, l'opération s'effectue en trois étapes itératives :

- creusement du premier panneau primaire d'une longueur de x mètres, bétonnage du panneau primaire avec mise en place d'un joint d'étanchéité ;
- creusement du second panneau primaire d'une longueur de x mètres, bétonnage du second panneau primaire avec mise en place d'un joint d'étanchéité ;
- creusement du panneau secondaire de longueur variable, bétonnage du panneau secondaire.

Dans le cas qui nous intéresse, nous observerons l'effet du creusement sous boue de bentonite d'un panneau de $x = 3$ m de longueur, de 1,22 m de largeur et de 33,50 m de hauteur.

3

Modélisation numérique tridimensionnelle biphasique, du creusement d'une tranchée, sous boue de bentonite

3.1

Mise en œuvre de la modélisation numérique tridimensionnelle biphasique du continuum élastoplastique

3.1.1

Géométrie et conditions aux limites

Le problème étant symétrique par rapport à un axe vertical passant par le point O de la figure 3, seul le

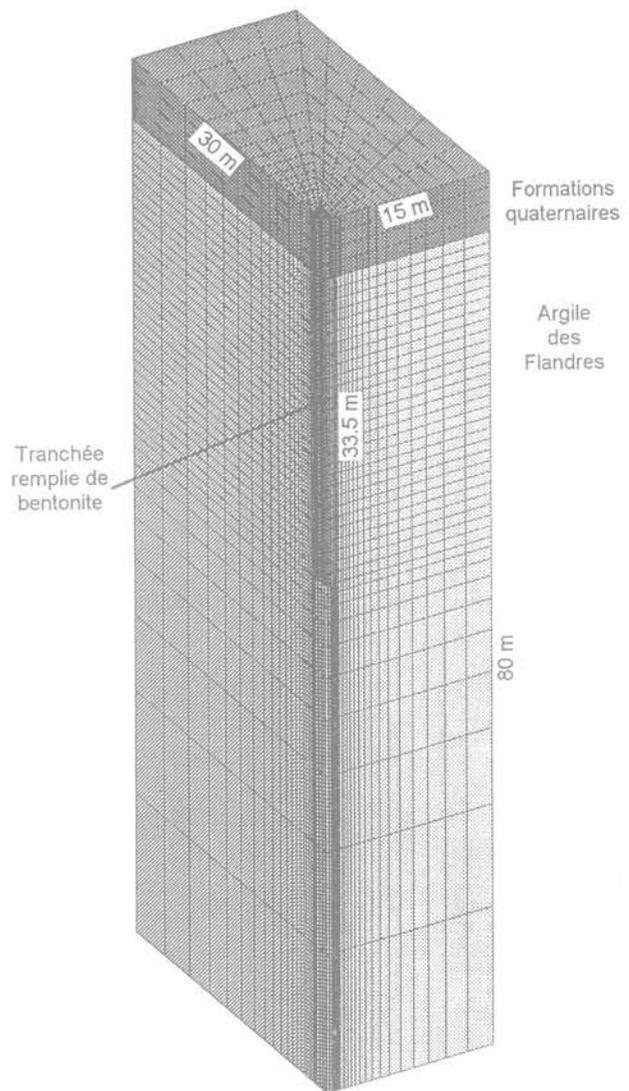


FIG. 2 Maillage tridimensionnel. 3D mesh.

quart de la géométrie totale est modélisé. Les dimensions totales de la tranchée sont les suivantes : 1,22 m \times 3,00 m \times 33,50 m. La figure 2 représente une vue d'ensemble du maillage qui comprend au total 11 911 nœuds et 10 248 éléments à 8 nœuds. L'étendue du domaine est de 15,00 m \times 30,00 m \times 80,00 m.

La figure 3 reprend la partie supérieure du maillage. Elle permet d'en observer la finesse, ainsi que la répartition des nœuds et des zones.

Les conditions aux limites mécaniques imposées sur le massif sont les suivantes (voir Fig. 4) :

- déplacements suivant z imposés nuls sur la face 4 ;
- déplacements suivant x imposés nuls sur les faces 5 et 6 ;
- déplacements suivant y imposés nuls sur les faces 2 et 3.

Nota : Les conditions aux limites ne sont pas imposées en contraintes mais en déplacements.

Les conditions hydrauliques imposées sont : flux nul partout, y compris sur les faces de la tranchée soumises à l'effet de la bentonite.

Par ailleurs, la pression interstitielle est initialisée puis, fixée dans les formations quaternaires.

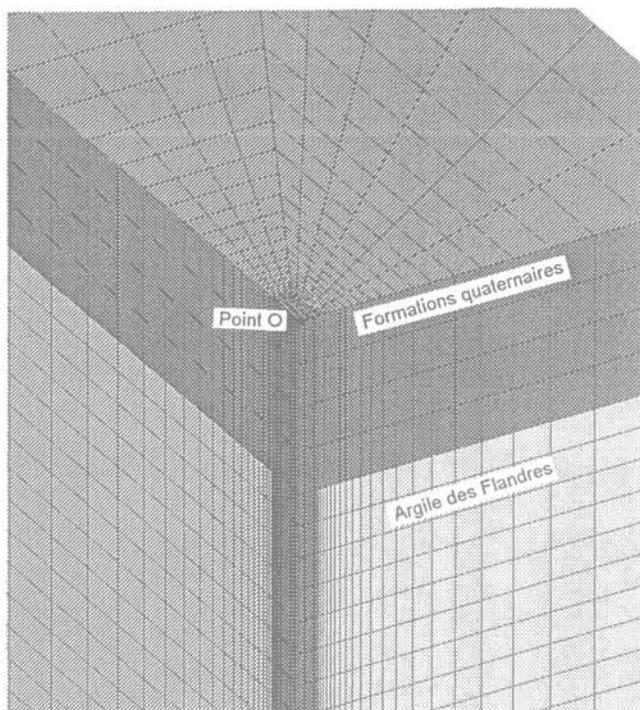


FIG. 3 **Partie supérieure du maillage tridimensionnel.**
Upper part of the 3D mesh.

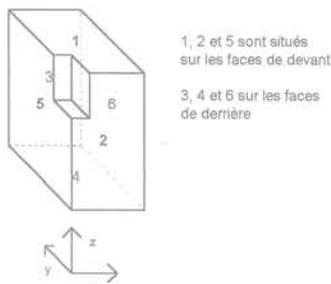


FIG. 4 **Représentation des différentes faces du massif simulé.**
Presentation of different faces of the model.

3.1.3

Description des phases de travaux d'excavation

La tranchée est creusée sous boue de bentonite. La durée de l'excavation correspond à un poste de travail, à savoir 8 heures (procédure utilisée sur le chantier).

L'excavation est réalisée en huit étapes identiques. Chaque étape est définie de la façon suivante :

- creusement progressif d'un huitième de la hauteur de la tranchée (soit environ 4 m) ;
- remplacement progressif des éléments excavés par de la boue de bentonite ;
- écoulement de l'eau autorisé dans le milieu pendant une heure.

La présence de boue dans la tranchée est reproduite par l'introduction d'une pression hydrostatique normale au flanc de la tranchée ; le poids volumique de la boue de bentonite étant de $10,8 \text{ kN/m}^3$.

Le creusement de chaque portion de tranchée est considéré instantané vis-à-vis de l'écoulement de l'eau dans le milieu. Entre chaque nouveau creusement, l'écoulement est autorisé sur une période de une heure.

Dans le paragraphe 3.3, l'évolution dans le temps de la réponse du modèle après remplissage de la tranchée par du béton est étudiée.

3.1.4

Points d'observation de la réponse du modèle

Le but de ce travail est de permettre l'observation des événements engendrés par l'excavation. Pour ce faire, des points d'observations ont été disposés à des endroits particuliers du maillage. Ils permettent ainsi de visualiser (voir Fig. 6) :

- l'évolution de la contrainte totale aux profondeurs de 10, 15, 20 et 25 m ;
- l'évolution de la pression interstitielle aux mêmes profondeurs.

De manière plus générale, les gradients de pression interstitielle et de pression totale dans certaines zones intéressantes seront représentés. Il en est de même pour les déplacements latéraux à proximité de la tranchée.

3.1.5

Caractéristiques géotechniques simplifiées du milieu

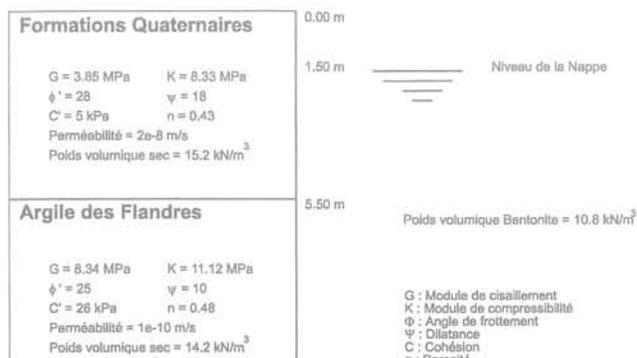


FIG. 5 **Caractéristiques géotechniques simplifiées du projet.**
Simplified geotechnical characteristics of the project.

3.2

Résultats de la simulation tridimensionnelle

3.2.1

Introduction

Les résultats de la simulation numérique sont présentés de la façon suivante : le massif est d'abord observé dans son ensemble grâce à des coupes dans les plans (xOz) et (yOz). Les graphiques illustrent l'état du milieu à la fin de l'excavation, après 8 heures de travaux.

Ensuite, l'évolution de la pression interstitielle et de la contrainte totale aux points spécifiés dans le paragraphe précédent, sont étudiés.

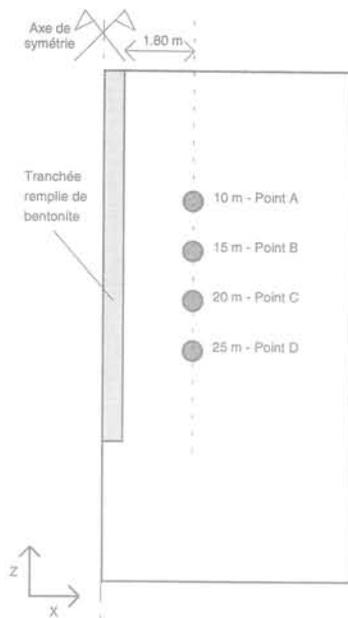


FIG. 6 Position des points d'observation de la réponse du modèle.
Location of observation points monitoring model response.

Au paragraphe 3.3, l'attention sera attirée par l'évolution dans le temps de la réponse du modèle, après coulage du béton dans la tranchée.

3.2.2

Les déplacements à proximité des flancs de la tranchée

Les huit étapes du creusement induisent des déplacements du type de ceux représentés sur les figures 8 et 9. A

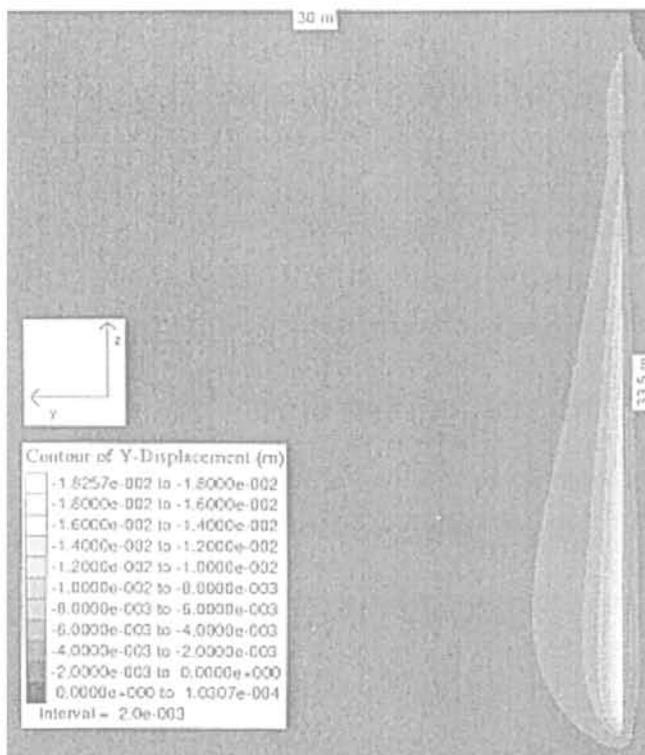


FIG. 8 Déplacements horizontaux dans le plan (yOz).
Horizontal displacements in the (yOz) plane.

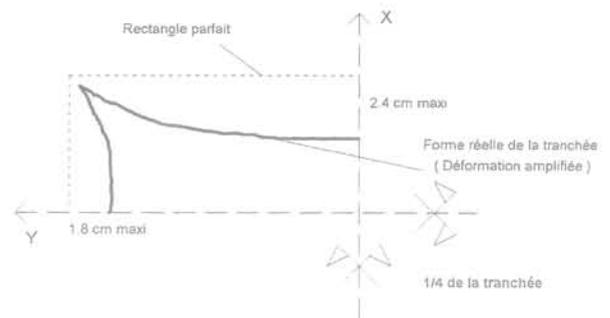


FIG. 7 Représentation de la forme de la tranchée après creusement.
Presentation of the trench shape after excavation.

chaque étape, les mouvements sont toujours plus importants dans le plan vertical (xOz) que dans le plan vertical (yOz). Les maxima atteignent près du fond de fouille 2,4 cm pour le plan (xOz) et 1,8 cm dans le plan (yOz). La forme générale de la tranchée, dans tous plans parallèles à (xOy), à la fin de l'excavation correspond à celle de la figure 7.

Les déplacements dans les formations quaternaires diffèrent légèrement de ceux de la couche d'Argile des Flandres. Ils restent faibles par rapport à l'ensemble.

Remarquons que dans la réalité, le creusement est assuré par un outil qui passe de multiples fois dans la tranchée. Aussi, il n'y a pas de « réduction » visible de la section de la tranchée dans les plans parallèles à (xOy). Cette action, qui n'est sans doute pas neutre vis-à-vis du comportement du milieu, n'est pas prise en considération dans ce travail.

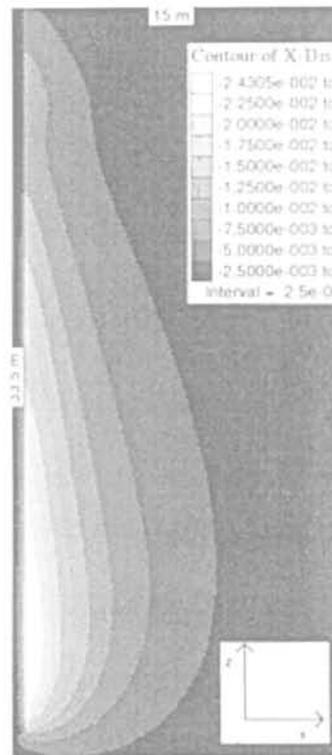


FIG. 9 Déplacements horizontaux dans le plan (xOz).
Horizontal displacements in the (xOz) plane.

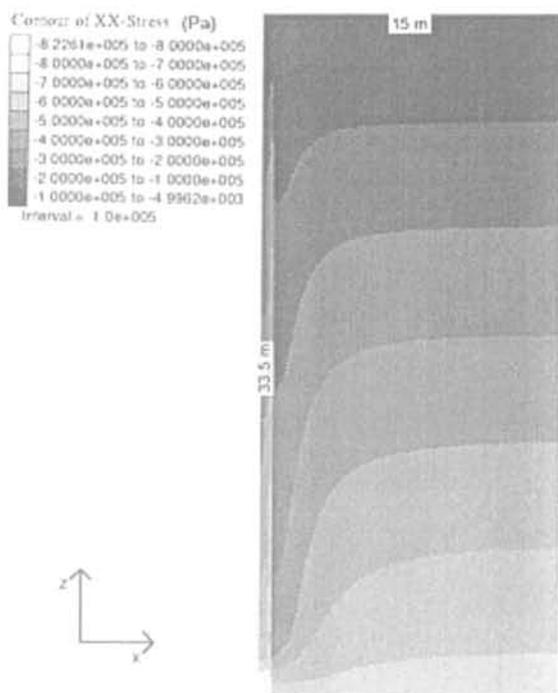


FIG. 10 Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin de l'excavation (plan xOz).
Distribution of horizontal total stresses σ_{xx} at the end of the excavation (xOz plane).

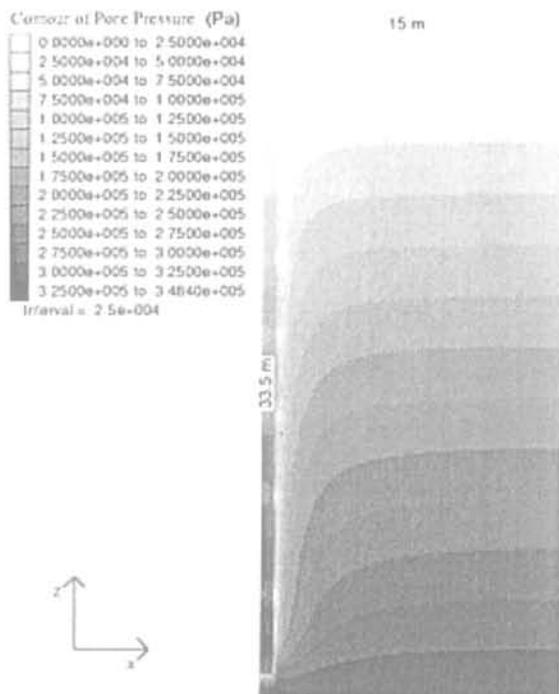


FIG. 11 Répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (plan xOz).
Distribution of pore pressures at the end of the excavation (xOz plane).

3.2.3

Les contraintes totales horizontales et les pressions interstitielles dans le plan (xOz)

Les figures 10 et 11 représentent respectivement la répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} et la répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (dans le plan xOz).

• Les contraintes totales horizontales σ_{xx}

Le graphique 10 montre très nettement qu'à la fin de l'excavation de la tranchée, l'état de contrainte totale horizontale σ_{xx} est fortement modifié. L'effet du creusement se fait ressentir jusqu'à une distance d valant environ 5 m. Cela correspond à un rapport d/H de 0,15 (H = hauteur de la tranchée).

La densité de la bentonite étant plus faible que celle du sol, l'état de contrainte généré par la résistance de la boue à la poussée du sol est naturellement plus faible que l'état de contrainte initial. Ceci explique la diminution de σ_{xx} à l'approche de la tranchée.

Les contraintes σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{xy} , σ_{xz} , σ_{yz} et l'état de plasticité du domaine ne sont pas présentés. On notera que seule une zone proche du bord des tranchées est concernée par la plasticité. La majorité du domaine reste élastique.

Remarquons également que la répartition des contraintes σ_{xx} , σ_{yy} dans les deux plans (xOz) et (yOz) est similaire à celle que l'on rencontre dans le cadre de la réalisation d'un forage cylindrique dans un matériau élastoplastique.

• Les pressions interstitielles

Le graphique 11 indique une forte décroissance de

la pression interstitielle à l'approche de la tranchée. On observe d'ailleurs que, juste derrière le bord de la tranchée, la pression est très faible sur une bande de près de 50 cm. Les déplacements horizontaux présentés précédemment sont, sans doute, à l'origine de ce phénomène.

Dans le reste du milieu, et comme pour la contrainte totale, la variation de pression s'étend jusqu'à environ 5 m.

Au sein des formations quaternaires, la pression interstitielle n'évolue pas puisqu'elle a été fixée dès le départ. En tout état de cause, la perméabilité de cette couche est grande vis-à-vis de celle de l'Argile des Flandres, ce qui justifie ce choix.

3.2.4

Les contraintes totales horizontales et les pressions interstitielles dans le plan (yOz)

Les figures 12 et 13 représentent respectivement la répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} et la répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (dans le plan yOz).

• Les contraintes totales horizontales σ_{xx}

Le graphique 12 montre très nettement qu'à la fin de l'excavation de la tranchée, l'état de la contrainte totale horizontale σ_{xx} est fortement modifié. L'effet du creusement se fait ressentir jusqu'à une distance d valant environ 5 m. Cela correspond à un rapport d/H de 0,15.

Les commentaires liés aux observations effectuées dans le plan (xOz) restent valables dans le plan (yOz). Toutefois, il est nécessaire de considérer les contraintes relativement à la direction du bord de la tranchée.

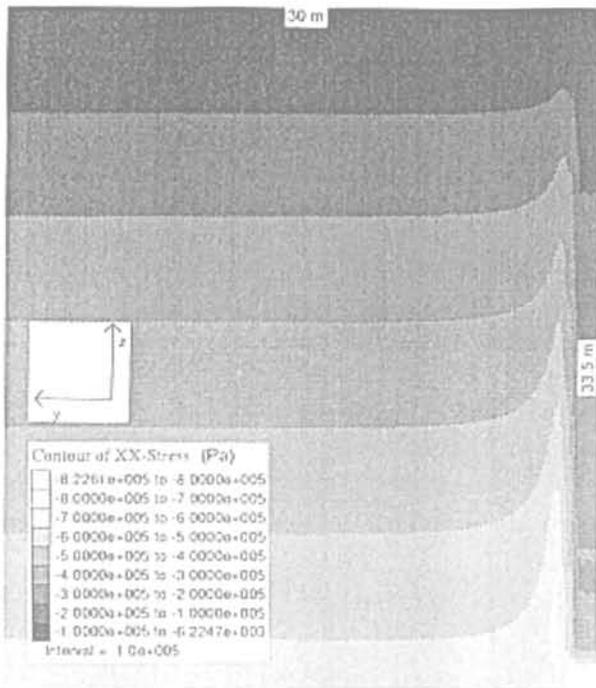


FIG. 12 Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} à la fin de l'excavation (plan yOz).
Distribution of horizontal total stresses σ_{xx} at the end of the excavation (yOz plane).

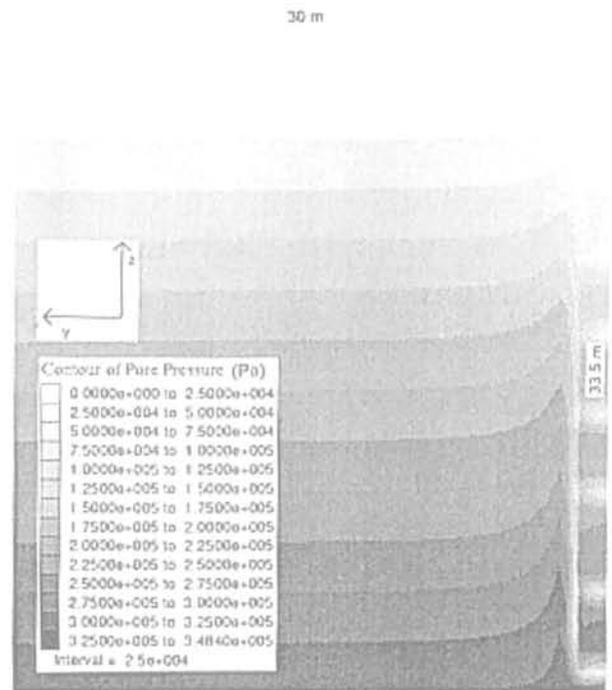


FIG. 13 Répartition des pressions interstitielles à la fin de l'excavation (plan yOz).
Distribution of pore pressures at the end of the excavation (yOz plane).

Ainsi, les observations effectuées dans le plan (xOz) concernant σ_{xx} s'appliquent dans le plan (yOz) à la contrainte σ_{yy} .

Les contraintes σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{xy} , σ_{xz} , σ_{yz} ne sont pas présentées.

• **Les pressions interstitielles**

Le graphique 13 indique un comportement de la pression interstitielle similaire à celui de la contrainte totale horizontale σ_{xx} dans le plan (yOz). Ce comportement est assez surprenant : la pression interstitielle devrait diminuer à l'approche de la tranchée. Une étude détaillée du phénomène, non décrite dans cet article, a montré que ce comportement est lié à un effet de forme de la tranchée parallélepipedique, venant s'ajouter à l'effet de profondeur et de proximité du pied de la tranchée dans la direction Oz.

Comme pour la contrainte totale, la variation de la pression interstitielle s'étend jusqu'à environ 5 mètres.

Au sein des formations quaternaires, la pression interstitielle n'évolue pas, puisqu'elle a été fixée dès le départ.

3.2.5

Évolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués (dans le plan (xOz))

La figure 14 représente l'évolution de la contrainte totale horizontale aux quatre points A, B, C et D (voir Fig. 6) en fonction du temps. Ce graphique indique que la contrainte à une profondeur z n'est perturbée que lorsque la tranchée atteint et dépasse cette profondeur.

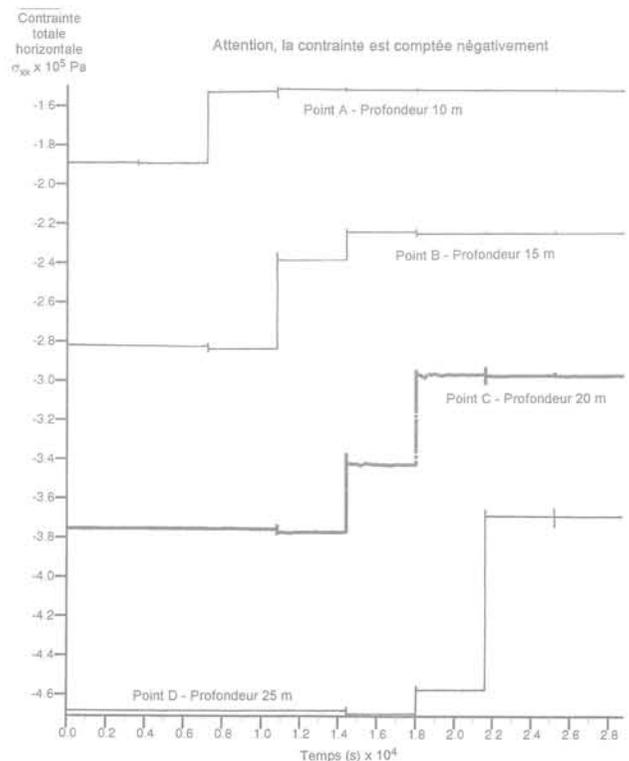


FIG. 14 Évolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués.
Representation of horizontal total stresses, versus time, at labeled points.

Dès que ladite profondeur est dépassée de 2 ou 3 m, la pression se stabilise et reste constante jusqu'à la fin de l'excavation.

Le tableau suivant indique en pourcentage, la réduction de la contrainte totale en fonction de la profondeur considérée.

TABEAU I Réduction de σ_{xx} en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation.
Pourcentage reduction of σ_{xx} at labeled points, at the end of the excavation.

Profondeur	Valeur initiale MPa	Valeur finale MPa	Réduction de σ_{xx} en %
Point A-10 m	0,188	0,150	21
Point B-15 m	0,282	0,225	20
Point C-20 m	0,376	0,300	20
Point D-25 m	0,472	0,370	22

La contrainte totale horizontale diminue donc d'environ 20 % (aux points marqués) au cours du creusement de la tranchée. Il sera intéressant de voir si ces nouvelles valeurs perdurent après le coulage du béton.

3.2.6

Évolution de la pression interstitielle aux points marqués (dans le plan (xOz))

La pression interstitielle aux points marqués se comporte de la même manière que la contrainte totale horizontale (voir Fig. 15). Cette pression n'est perturbée que par le passage de l'outil à la profondeur à laquelle elle est mesurée. Ensuite, elle reste constante jusqu'à la fin du creusement.

Le tableau suivant indique en pourcentage, la réduction de la pression interstitielle u en fonction de la profondeur considérée.

TABEAU II Réduction de la pression interstitielle en %, aux points marqués, à la fin de l'excavation.
Pourcentage reduction of pore pressures at labeled points, at the end of the excavation.

Profondeur	Valeur initiale MPa	Valeur finale MPa	Réduction de u en %
Point A-10 m	0,083	0,072	14
Point B-15 m	0,132	0,114	14
Point C-20 m	0,181	0,155	14
Point D-25 m	0,230	0,198	14

La pression interstitielle diminue donc d'environ 14 % (aux points marqués) au cours du creusement de la tranchée. Quel sera son comportement au cours du temps, après le coulage du béton ?

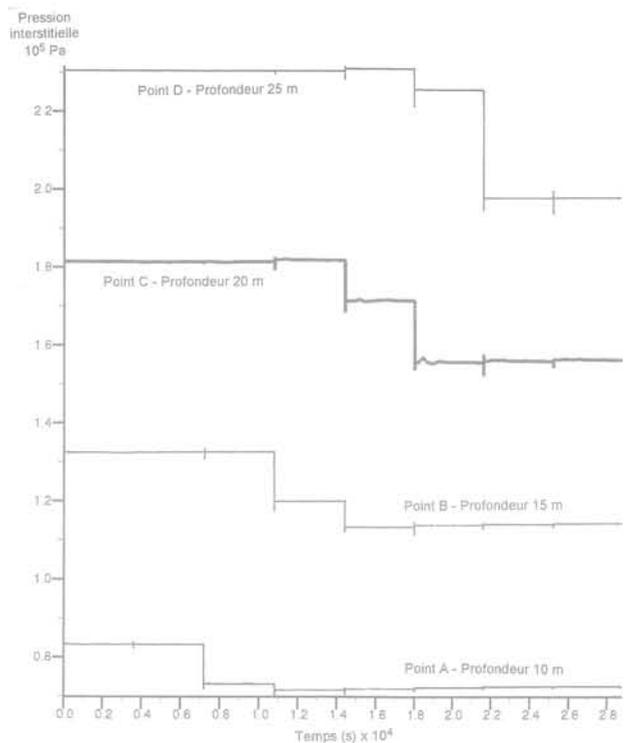


FIG. 15 Évolution de la pression interstitielle aux points marqués.
Representation of pore pressures, versus time, at labeled points.

3.3

Évolution dans le temps de la réponse du modèle, après remplissage de la tranchée par du béton

3.3.1

Introduction

L'étape durant laquelle la boue de bentonite contenue dans la tranchée est remplacée progressivement par du béton, ainsi que la phase de prise de celui-ci sont très délicates à modéliser. Trois possibilités au moins s'offrent à nous :

- le béton se comporte comme la bentonite, c'est-à-dire qu'il est liquide. Il génère alors une poussée hydrostatique sur le bord de la tranchée qui est fonction de sa densité, à savoir environ 2,3. La densité du sol en place étant de l'ordre de 2, le béton devrait « repousser » le sol...
- la mise en place et la prise du béton sont instantanés à l'échelle de l'ouvrage. Les déplacements des bords de la paroi sont alors fixés ;
- le comportement est intermédiaire. Le béton est un fluide de propriétés telles que la poussée exercée sur le bord de la tranchée n'est pas hydrostatique. En outre, ses propriétés changent au fur et à mesure de la prise.

La solution que nous retenons pour cette étude est la seconde. Notre choix est motivé par les raisons suivantes :

- les mesures inclinométriques réalisées sur un chantier similaire (chantier Tourcoing-Centre) n'ont pas

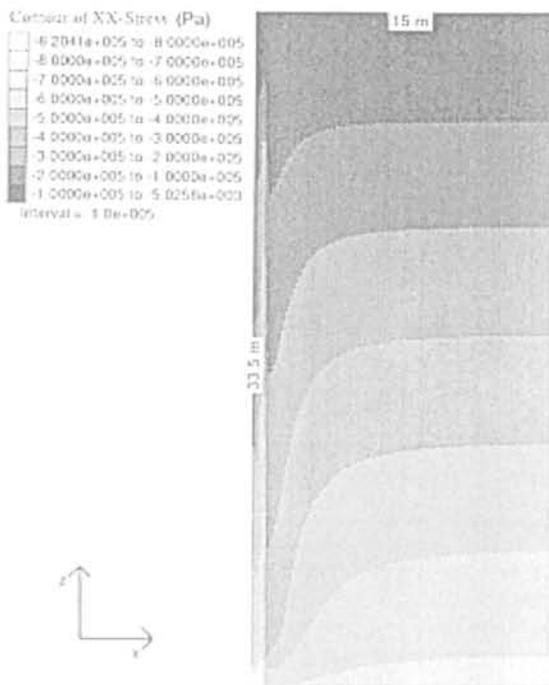


FIG. 16 Répartition des contraintes totales horizontales σ_{xx} . Évolution dans le temps (plan xOz).
Representation of horizontal total stresses σ_{xx} versus time (xOz plane).

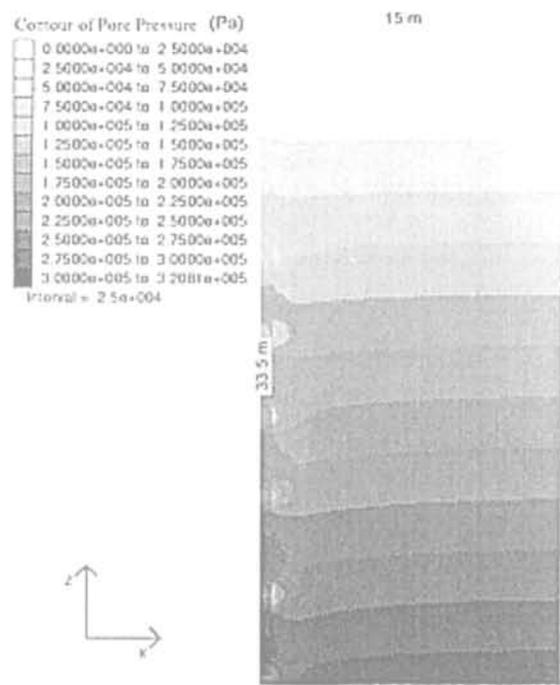


FIG. 17 Répartition des pressions interstitielles. Évolution dans le temps (plan xOz).
Representation of pore pressures versus time (xOz plane).

révélé de recul du sol durant le bétonnage. Aussi, le béton ne se comporte pas comme un simple liquide ; la proposition 1 est donc écartée ;

– la troisième possibilité est la plus probable mais, délicate et complexe, elle introduit des incertitudes qui rendraient l'interprétation de ce travail encore plus difficile.

La seconde hypothèse simplificatrice est donc retenue. Simple à mettre en œuvre, elle devrait permettre d'observer l'évolution dans le temps de la réponse du modèle.

Cette évolution dans le temps du modèle a donc été simulée. La période représentée est d'environ trois mois, ce qui correspond globalement à l'intervalle de temps séparant le bétonnage du panneau de la paroi moulée, des premiers travaux d'excavation de la station de métro.

Seul le plan (xOz) nous intéresse, compte tenu du fait que c'est le plan perpendiculaire à la future paroi moulée. Par ailleurs, dans le laps de temps considéré, d'autres panneaux ont été réalisés, ce qui rend l'observation des informations dans le plan (yOz) sans réel intérêt.

3.3.2

Les contraintes totales horizontales et les pressions interstitielles dans le plan (xOz)

Les graphiques 16 et 17 sont à comparer aux figures 10 et 11.

• Les contraintes totales horizontales σ_{xx}

La figure 16 révèle que la contrainte totale horizontale n'évolue que très peu, durant la période des trois

mois. Les deux graphiques 10 et 16 sont pour ainsi dire superposables. La figure 18 permet de se rendre compte du phénomène aux points marqués, en fonction du temps.

• Les pressions interstitielles

La répartition des pressions interstitielles, représentées sur la figure 17 est très différente de celle de la figure 11. Sur l'ensemble du massif, la pression interstitielle remonte de façon à « revenir » vers un état quasi initial. Pourtant, la période de trois mois n'est pas suffisante pour atteindre cet état initial. La vitesse de ce phénomène est visible sur le graphique 19.

3.3.3

Évolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués

La figure 18 représente l'évolution de la contrainte totale horizontale aux points A, B, C et D en fonction du temps. L'augmentation moyenne des valeurs pour les quatre courbes, sur les trois mois, est inférieure à 4 %.

3.3.4

Évolution de la pression interstitielle aux points marqués

La figure 19 représente l'évolution de la pression interstitielle aux points marqués A, B, C et D en fonction du temps. Le tableau III indique en pourcentage, l'augmentation de la pression interstitielle, en fonction de la profondeur considérée, par rapport aux valeurs obtenues à la fin du creusement de la tranchée.

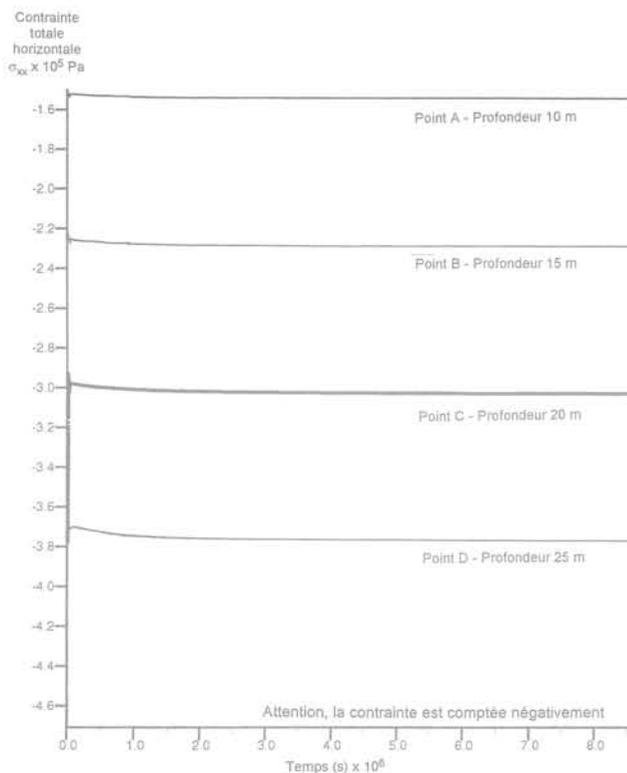


FIG. 18 Évolution de la contrainte totale horizontale aux points marqués. Évolution dans le temps.
Evolution of horizontal total stress σ_{hx} at labeled points, versus time.

TABLEAU III Augmentation de la pression interstitielle en %, aux points marqués, par rapport à la fin du creusement.
Increase percentage of pore pressures, at labeled points, Reference time : end of excavation.

Profondeur	Après creusement MPa	Après creusement + 3 mois (MPa)	Augmentation de u en %
Point A-10 m	0,072	0,080	11
Point B-15 m	0,114	0,127	11
Point C- 20 m	0,155	0,172	11
Point D-25 m	0,198	0,219	11

TABLEAU IV Réduction de la pression interstitielle en %, aux points marqués, entre l'état initial et l'état actuel.
Decrease percentage of pore pressures, at labeled points, between initial state and 3 months after excavation.

Profondeur	Avant creusement MPa	Après creusement + 3 mois (MPa)	Réduction de u en %
Point A-10 m	0,083	0,080	4
Point B-15 m	0,132	0,127	4
Point C- 20 m	0,181	0,172	5
Point D-25 m	0,230	0,219	5

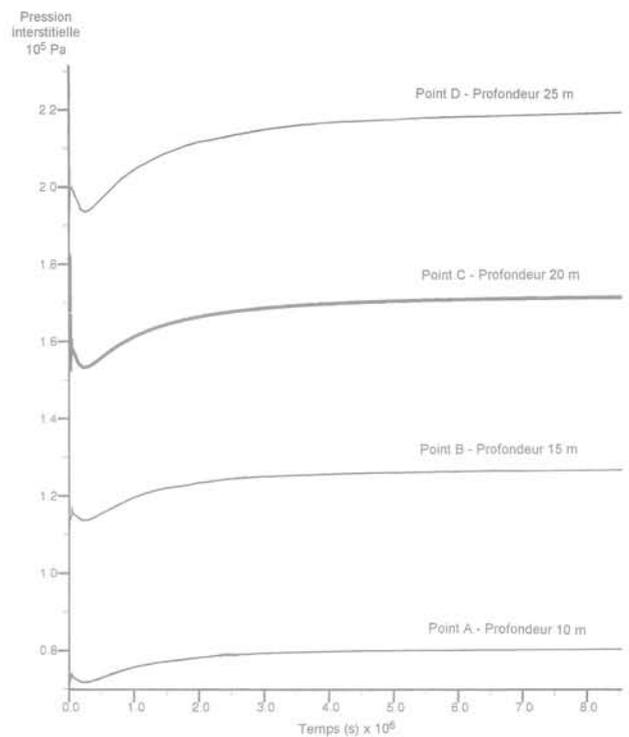


FIG. 19 Évolution de la pression interstitielle aux points marqués. Évolution dans le temps.
Representation of pore pressure, at labeled points, versus time.

Au total, la réduction de la pression interstitielle entre l'état initial et l'état actuel est indiquée dans le tableau IV :

Pour un observateur qui se contenterait de comparer la pression interstitielle avant creusement de la tranchée sous boue de bentonite avec celle existant après trois mois de bétonnage, il apparaîtrait que la pression interstitielle est peu perturbée.

3.3.5

Conclusion

Le cumul des deux actions suivantes :

- le creusement sous boue de bentonite de la tranchée ;
- la mise en place du béton (et la phase d'attente des étapes ultérieures), a pour effets dans la simulation 3D réalisée :
- une diminution, puis une restabilisation partielle des pressions interstitielles ;
- une diminution conséquente de la contrainte totale horizontale, et donc de la contrainte horizontale effective, compte tenu de l'évolution de la pression interstitielle.

3.4

Synthèse

La simulation numérique tridimensionnelle biphasique totalement couplée de la réalisation d'une tranchée sous boue de bentonite du chantier ALMA-GARE conforte les résultats de la littérature. Nous avons effecti-

vement constaté, dans la simulation, que le processus de l'installation d'une paroi moulée dans une argile cause :

- des déplacements dans le milieu environnant ;
- des réductions conséquentes et durables des contraintes horizontales totales et effectives.

Les phénomènes mis en jeu au niveau des déplacements sont les suivants : chaque nouvelle étape de creusement génère, près du pied de la tranchée, des déplacements horizontaux « proportionnels » à la profondeur de creusement. Pourtant, ces mouvements ne semblent pas (ou peu) affecter les parties directement supérieures de la tranchée. *C'est comme si* un cadre retenait les flancs de la partie supérieure précédemment excavée. Les déplacements de la partie inférieure sont alors assez peu influencés par le reste du modèle. L'excavation produit donc une modification locale des déplacements.

Les mêmes remarques peuvent être formulées à propos des contraintes totales horizontales et des pressions interstitielles. On assiste à une « localisation » de l'effet créé par le creusement. Cette localisation s'applique d'ailleurs aux trois directions de l'espace puisque la perturbation horizontale du milieu reste confinée à la proximité de la tranchée.

La forme et les dimensions de la tranchée ($L \times l \times H$) jouent un rôle important, compte tenu du fait que le comportement est différent entre le petit et le grand côté de la tranchée. Pourtant, il ne faut pas oublier que les deux zones situées de part et d'autre des petits côtés seront excavées lors du creusement des panneaux secondaires. Par ailleurs, après le remplissage par du béton et la prise de celui-ci, le grand côté assurera le rôle mécanique de maintien des terres.

Dans cette optique, on a montré que l'évolution dans le temps du comportement du modèle s'accompagne d'une tendance à la restabilisation des pressions interstitielles (à long terme) mais, que la contrainte totale horizontale n'évolue que très peu. Cette constatation permet d'avancer l'hypothèse que le panneau (isolé) de la paroi moulée se trouverait, après sa phase de mise en place, moins sollicité que l'on ne le supposait dans l'hypothèse du « tout en place ». De même, la contrainte horizontale effective se trouve réduite près de la tranchée.

4

Confrontation avec des mesures de chantier

4.1

Les déplacements

Dans la simulation tridimensionnelle, les déplacements sont locaux et restent liés à chaque incrément de perturbation, en n'affectant que très peu le reste du massif.

4.1.1

Observation d'un cas concret

L'observation d'un cas concret peut donner une idée du comportement réel du sol. Mais, la rareté des

données concernant cette phase particulière, jugée « sans effet » par certains auteurs, rend plus difficile ce travail. Notre analyse se basera sur une instrumentation installée sur le chantier Tourcoing-Centre du métro de Lille (ligne 2, lot 2, 1995).

• Le métro de Lille : station Tourcoing-Centre

Les relevés effectués sur ce chantier permettent d'avoir une idée de l'amplitude des mouvements générés par le creusement d'une des tranchées de la paroi moulée. La figure 20 représente le relevé inclinométrique correspondant (inclinomètre placé à 1 m du dos de la paroi moulée). Le déplacement maximal est de l'ordre de 1 cm vers l'intérieur de la station, ce qui correspond à une valeur horizontale δ/H de 4.10^{-4} .

La forme des déplacements correspond à celle obtenue à partir de l'approche tridimensionnelle. Le maximum se situe près du fond de la tranchée.

Il faut noter que la présence d'un ouvrage fondé sur pieux à proximité de la tranchée peut modifier les déplacements du fait du rôle de rigidification du massif par l'ensemble pieux-bâtiment. Par ailleurs, l'intervalle de tolérance des mesures, en cumulé, est relativement important.

4.1.2

Conclusion concernant les déplacements

Le chantier Tourcoing-Centre a été instrumenté dans le but d'observer les déplacements de l'écran et des ouvrages avoisinants. Les informations issues des relevés inclinométriques sont à ce titre très importantes. Elles montrent que les résultats de l'approche 3D sont cohérents.

Aussi, nous pouvons raisonnablement penser, dans l'état actuel de nos connaissances, que *l'approche tridimensionnelle semble assez bien prédire les déplacements générés par la réalisation des tranchées, sous boue de bentonite.*

Des mesures réalisées sur d'autres chantiers, seraient toutefois nécessaires, pour confirmer la validité, dans le domaine de la prédiction des déplacements, de l'approche tridimensionnelle biphasique couplée.

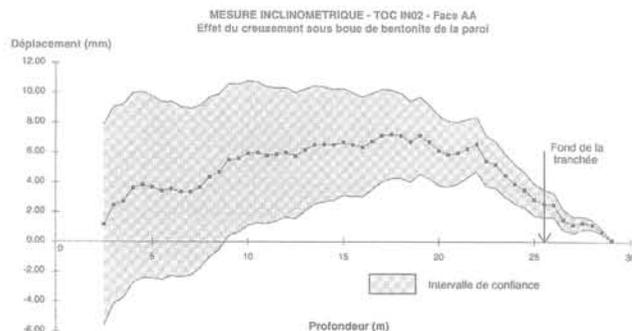


FIG. 20 Relevé inclinométrique – Mouvements dus à la réalisation de la tranchée. Inclinometer data – displacements caused by trench excavation.

Les contraintes totales horizontales

4.2.1

Introduction

L'approche tridimensionnelle montre une décroissance significative de l'état de contraintes totales horizontales à l'approche de la tranchée. La baisse de contrainte est importante et rapide.

4.2.2

Confrontation avec le chantier Alma-Gare

Des mesures de la contrainte totale horizontale ont été réalisées dans des forages disposés exactement aux points marqués A, B, C et D (voir Fig. 6). Bien qu'aucune mesure n'ait été effectuée dans la période de réalisation de la tranchée sous boue de bentonite, nous disposons de valeurs relevées avant les premières étapes d'excavation de la station de métro.

Le tableau V regroupe les différentes estimations, ainsi que les mesures de σ_{xx} . On y trouve :

- colonne 2 : une estimation des valeurs des contraintes initiales, en aval de tous travaux ;
- colonne 3 : les mesures réalisées en forage ;
- colonne 4 : les résultats du calcul 3D.

TABLEAU V Synthèse des différentes estimations de la contrainte totale horizontale.
Summary of computed and *in situ* horizontal total stresses.

Point et profondeur	Contrainte initiale (MPa)	Mesure <i>in situ</i> (MPa)	Calcul 3D (MPa)
Point A-10 m	0,190	0,100	0,150
Point B-15 m	0,280	0,195	0,225
Point C- 20 m	0,380	0,180	0,300
Point D-25 m	0,470	0,380	0,370

Les valeurs mesurées sur le terrain sont très inférieures à celles estimées comme étant les valeurs initiales.

Les résultats issus du calcul 3D sont meilleurs, mais l'écart par rapport aux mesures *in situ* n'est pas négligeable. Ainsi, les prédictions proposées pour les profondeurs de 10 m et 20 m sont assez mauvaises, alors que celles de 15 m et 25 m sont acceptables.

4.2.4

Conclusion concernant la contrainte horizontale totale

Pour le chantier Alma-Gare, les mesures disponibles ne sont pas réalisées dans les meilleures conditions pour tirer des conclusions irrévocables. L'intérêt de l'époque pour ces informations n'était pas concor-

dant avec celui de cette étude. Les relevés n'ont donc pas été effectués durant la phase qui nous intéresse. Ainsi privés de mesures initiales, nous ne disposons pas de référence permettant de juger de la réelle décroissance de la contrainte sur le site, ni de son amplitude...

Nonobstant cette remarque, si l'on exclut la mesure effectuée au niveau du point C (graphique 21), la simulation 3D prédit moyennement bien les valeurs mesurées sur le site.

4.3

Les pressions interstitielles

4.3.1

Introduction

Comme pour les contraintes totales horizontales, l'approche tridimensionnelle aboutie à une décroissance significative de la pression interstitielle à l'approche de la tranchée, puis une remontée vers l'état initial.

4.3.2

Confrontation avec le chantier Alma-Gare

Des mesures de la pression interstitielle ont été réalisées dans des forages disposés aux points marqués A, B, C et D (voir Fig. 6). Bien qu'aucune mesure n'ait été effectuée dans la période de réalisation de la tranchée sous boue de bentonite, nous disposons de valeurs relevées avant les premières étapes d'excavation de la station de métro. Il s'agit donc des valeurs obtenues bien après la mise en place et la prise du béton dans la tranchée.

Le tableau VI regroupe les différentes estimations, ainsi que les mesures de la pression interstitielle. On y trouve :

- colonne 2 : une estimation des valeurs des pressions interstitielles, en aval de tous travaux ;
- colonne 3 : les mesures réalisées en forage ;
- colonne 4 : les résultats du calcul 3D.

La simulation 3D prédit une augmentation de la pression interstitielle au cours des trois mois séparant la réalisation de la paroi, des premières excavations de la station.

TABLEAU VI Synthèse des différentes estimations de la pression interstitielle.
Summary of computed and *in situ* pore pressures.

Point et profondeur	Pression interstitielle (MPa)	Mesure <i>in situ</i> (MPa)	Calcul 3D ⁽¹⁾ (MPa)
Point A-10 m	0,083	0,079	0,080
Point B-15 m	0,132	0,132	0,127
Point C- 20 m	0,181	0,180	0,172
Point D-25 m	0,230	0,222	0,219

⁽¹⁾ Calcul intégrant le bétonnage et l'attente de trois mois, 3D.

Estimations de la contrainte totale horizontale

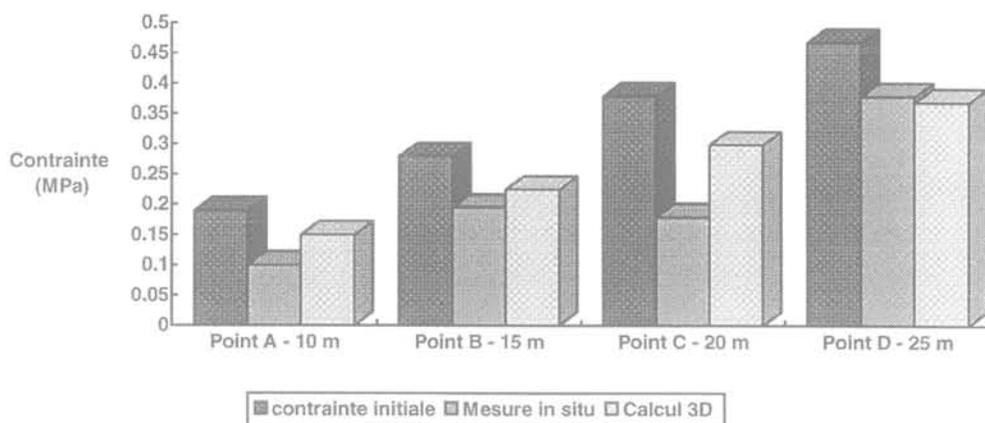


FIG. 21 Représentation des différentes estimations de la contrainte totale horizontale.
Representation of computed and *in situ* horizontal total stresses.

L'augmentation de la pression n'est pas visible sur les mesures *in situ* compte tenu du fait qu'aucune mesure n'a eu lieu durant cette phase. Pourtant, les valeurs relevées juste avant les premières étapes d'excavation de la station devraient représenter la réalité en terme de pression. Ce sont ces valeurs que nous avons comparées aux calculs.

4.3.4

Conclusion concernant la pression interstitielle

Les mesures ont été menées à des dates et dans des conditions qui ne nous permettent pas d'apporter une conclusion sans appel. Pourtant, l'évolution de la pression interstitielle semble relativement bien reproduite par la simulation numérique tridimensionnelle du *continuum* élastoplastique.

4.4

Conclusions et perspectives

L'absence de mesures réalisées dans des conditions spécifiquement étudiées pour cette étape particulière, rend toute conclusion sujette à controverse. Il est pourtant nécessaire de faire le point sur les résultats de ce travail et de prendre parti en se basant sur les informations dont nous disposons.

Le tableau suivant regroupe les différents arguments en faveur de l'approche tridimensionnelle.

Compte tenu de toutes les remarques que nous avons pu formuler jusqu'à présent, l'approche tridimensionnelle apparaît refléter assez bien le comportement supposé réel du milieu, durant la réalisation d'un panneau de paroi moulée.

Pourtant, cette méthode nécessite des moyens de calculs relativement lourds⁽¹⁾. Il serait donc intéressant

⁽¹⁾ Durée = 7 jours sur un PC Pentium 90 MHz. L'augmentation de la puissance des calculateurs favorisera sans aucun doute la vulgarisation des calculs tridimensionnels.

TABLEAU VII Arguments en faveur de l'approche 3D.
Advantages of the 3D method.

	Arguments en faveur de l'approche 3D
Estimation des déplacements	Mesures du site de Tourcoing-Centre Réalisme physique
Estimation de la répartition de la contrainte totale horizontale	Mesures de Alma-Gare
Estimation de la répartition de la pression interstitielle	Mesures de Alma-Gare

d'employer une approche bidimensionnelle non conventionnelle qui, intégrant une méthodologie particulière, permettrait de s'affranchir de la simulation 3D.

Une approche axisymétrique biphasique couplée, ainsi que son application, ont été étudiées. Elles ne figurent pas dans le présent article.

5

Conclusion

La simulation numérique tridimensionnelle biphasique couplée de la réalisation d'une tranchée sous boue de bentonite conforte les résultats de la littérature. Le processus de l'installation d'un panneau de paroi moulée dans une argile raide cause, d'une part, des déplacements non négligeables dans le milieu environnant, d'autre part, des réductions conséquentes et durables des contraintes horizontales totales et effectives.

Chaque étape de creusement de la tranchée est à l'origine de phénomènes localisés; qu'il s'agisse des déplacements ou des variations de contraintes. La forme de la tranchée conditionne la réponse de certains facteurs, comme la pression interstitielle par exemple.

Estimations de la pression interstitielle

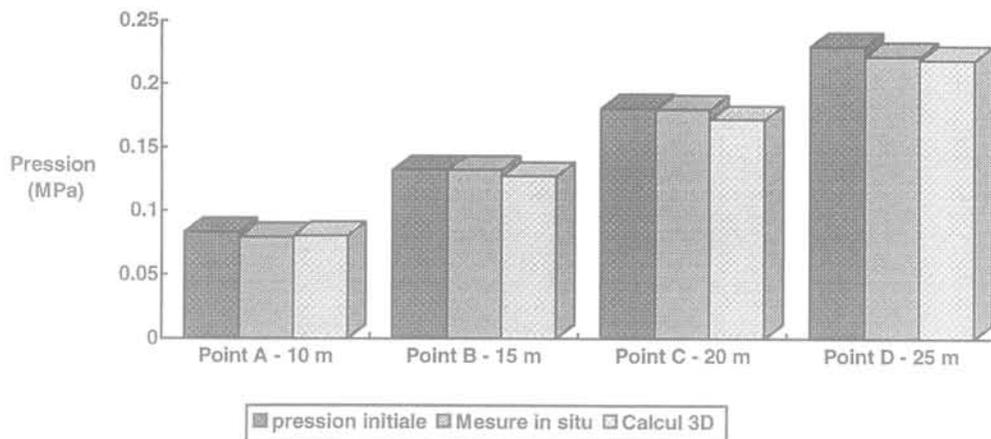


FIG. 22 Représentation des différentes estimations de la pression interstitielle.
Representation of computed and *in situ* pore pressures.

Par ailleurs, on a montré que l'évolution dans le temps du comportement du modèle s'accompagne d'une tendance à la restabilisation des pressions interstitielles. Mais, la contrainte totale horizontale n'évolue pas sur la période séparant le bétonnage du panneau, des premiers travaux d'excavation de la station de métro.

La confrontation des résultats de l'approche 3D avec des mesures et des observations des sites de Alma-Gare, de Tourcoing-Centre et même de « Bell Common Tunnel » (non présenté) permet de conclure

que la simulation tridimensionnelle reflète assez correctement le comportement supposé réel du milieu.

Compte tenu des lourds moyens de calcul qu'il est nécessaire de déployer pour une résolution 3D, une approche axisymétrique biphasique couplée pourra être envisagée. Enfin, la réalisation complète d'une paroi moulée nécessite la mise en œuvre de plusieurs panneaux juxtaposés. Les phénomènes rencontrés dans le cadre de la réalisation d'un panneau sont-ils extrapolables à n panneaux ?

REMERCIEMENTS

Cet article est la publication n° 97005 du BRGM. Il a été réalisé dans le cadre d'un projet co-financé par le BRGM (Contrat n° 9410001) et la Région Nord-Pas-de-Calais. L'auteur remercie H. Modaressi (BRGM) et J.-F. Ouvry (ANTEA) pour leur participa-

tion active et leurs nombreux conseils. L'auteur remercie également la société ITASCA pour le prêt du logiciel FLAC 3D qui a permis les modélisations numériques présentées dans cet article.

Bibliographie

- Billiaux D., Cundall P. – Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue française de Géotechnique*, 1993, n° 63, pp. 9-21.
- Cundall P. – Notice du logiciel FLAC ITASCA, Consulting Group, INC, Suite 210, Minneapolis, Minnesota, 1991.
- Gunn M.J., Satkunanathan A., Clayton C.R.I. – *Finite element modelling of installation effects*. Proceedings of the conference Retaining Structures, organized by the Institution of Civil Engineers and Held at Robinson College, Cambridge, 20-23 July 1992, pp. 46-55.
- Higgins K.G., Potts D.M., Symons I.F. – Comparison of predicted and measured performance of the retaining walls of the Bell Common Tunnel, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, Report 124, 1989.
- Ng C.W.W., Lings M.L., Simpson B., Nash D.F.T. – An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation. *Geotechnique*, 1995, 45, n° 3, pp. 497-507.
- Potts D.M., Fourie A.B. – The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical investigation. *Geotechnique*, 1984, 34, n° 3, pp. 383-404.
- Powrie W., Kantartzi C. – *Installation effects of diaphragm walls in clay*. Proceedings of the conference Retaining Structures, organized by the Institution of Civil Engineers and Held at Robinson College, Cambridge, 20-23 July 1992, pp. 37-45.
- Powrie W., Li E.S.F. – Finite element analyses of an in situ wall propped at formation level. *Geotechnique*, 1991, 41, n° 4, pp. 499-514.

Étude numérique d'un modèle réduit de remblai sur argile molle

Y. AKOU

J.-P. MAGNAN

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

Résumé

Des calculs en éléments finis d'une expérience d'élargissement de remblai sur argile molle en centrifugeuse ont été exécutés avec le module CSNL de CÉSAR-LCPC. Ces calculs sont de type élastoplastique couplé, avec une loi de comportement élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour l'argile.

L'article décrit la détermination des paramètres de calcul, le maillage et la loi de chargement, et les hypothèses faites sur les sols et le remblai ; puis il présente les résultats du calcul et les compare aux mesures, d'une part, et aux calculs exécutés par les méthodes classiques (abaques d'élasticité à court terme ; méthode oedométrique pour les tassements de consolidation), d'autre part. Les tassements et pressions interstitielles observés sont assez bien reproduits par le calcul.

Mots clés : éléments finis (méthode), CÉSAR-LCPC (code d'éléments finis), modèle (rhéologique, Mélanie), modélisation-élargissement de remblai, sol mou.

Numerical analysis of a small scale model of embankment on soft clay

Abstract

Finite element analyses of the centrifuged model of a widened embankment on soft clay have been performed using the finite element program CSNL of CÉSAR-LCPC. Coupled elastoplastic analyses were performed, using an anisotropic strain-hardening elastoplastic model for the clay behaviour.

Design parameters for the foundation soil and the fill are first described, together with the finite element mesh and the loading procedure used in the analyses. The numerical results are compared to the measured settlements and pore pressures and to the results of classical methods used to estimate the immediate undrained settlements (elastic analysis) and consolidation settlements (based on the oedometer test). Both settlements and pore pressures were satisfactorily predicted by the numerical analyses.

Key words : finite element method, stress-strain model, modelling, embankment widening, soft soil.

NOTATIONS

- C_c : indice de compression.
 C_s : indice de gonflement.
 C_a : coefficient de compression secondaire.
 C_{ae} : indice de fluage.
 E : module d'Young.
 E'_h : module de déformation horizontal.
 E'_v : module de déformation vertical.
 G'_{vh} : module de cisaillement dans le plan vertical.
 K_o^{nc} : coefficient de pression des terres au repos dans le domaine normalement consolidé.
 K_o^{oc} : coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé.
 R_{oc} : rapport de surconsolidation.
 $Tolc$: tolérance sur la convergence du critère de plasticité.
 a_w : coefficient de compressibilité de l'eau.
 c' : cohésion effective.
 c_u : cohésion non drainée.
 e : indice des vides.
 e_o : indice des vides initial.
 n : porosité.
 k_h : coefficient de perméabilité horizontale.
 k_v : coefficient de perméabilité verticale.
 s'_p : paramètre d'érouissage du modèle Mélanie.
 t : temps.
 Δt : pas de temps.
 γ_w : poids volumique de l'eau.
 γ : poids volumique du sol.
 η : coefficient de normalité (loi d'écoulement plastique du modèle Mélanie).
 ϕ' : angle de frottement interne.
 λ : pente de la courbe vierge isotrope ($e - \ln s'$).
 ν : coefficient de Poisson.
 ν'_{hh} : coefficient de Poisson dans le plan horizontal.
 ν'_{vh} : coefficient de Poisson dans le plan vertical.
 σ'_p : pression de préconsolidation.
 σ'_v : contrainte effective verticale.
 σ'_{vf} : contrainte effective verticale finale.
 σ'_{vo} : contrainte effective verticale initiale.
 Ψ : angle de dilatance.

1

Introduction

L'étude présentée dans cet article a été réalisée dans le cadre d'un programme de recherche sur l'élargissement des remblais sur sols mous entrepris au début des années 1990 et comportant des expérimentations en vraie grandeur et en centrifugeuse et des analyses théoriques. L'objectif de ces recherches était de préciser les méthodes de calcul des tassements du sol lors de l'élargissement de remblais existants, en allant au-delà de la méthode classique de calcul des tassements par la méthode œdométrique, qui distingue le calcul

des variations de contraintes verticales en élasticité isotrope (abaque d'Osterberg) et le calcul des amplitudes de tassements d'après les courbes de compressibilité œdométrique.

Des calculs en éléments finis et des calculs « manuels » classiques par abaques ont été exécutés sur les modèles testés en centrifugeuse, afin de comparer leurs prévisions avec les résultats des mesures de tassements et de pressions interstitielles effectuées en cours d'essai et de contribuer ainsi à la compréhension des phénomènes observés sur les modèles. Les calculs en éléments finis, exécutés avec le module CSNL de CÉSAR-LCPC, tiennent compte de la montée en accélération au début de l'essai et de la consolidation du sol au cours du temps.

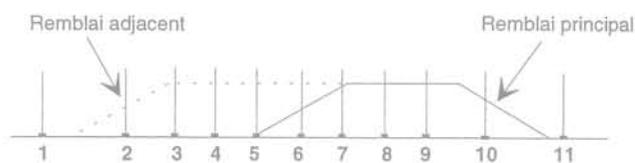
Après un rappel du déroulement de l'essai en centrifugeuse, cet article présente les hypothèses et les résultats du calcul en éléments finis, puis les compare avec les mesures de tassements et de pressions interstitielles effectuées en cours d'essai (Akou, 1995) et avec les résultats des calculs par abaques.

2

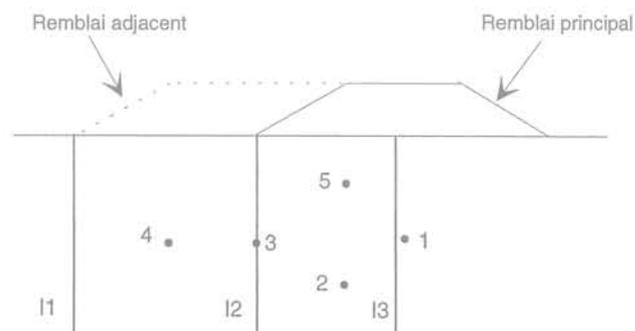
Données expérimentales

La modélisation numérique porte sur l'élargissement en cours de centrifugation d'un remblai édifié sur un massif d'argile « Speswhite » reconstituée. Le remblai initial et le remblai qui lui est accolé sont constitués de sable de Fontainebleau. Le remblai adjacent a une largeur en crête égale à une fois et demie celle du remblai initial. Cet essai porte le numéro 5 dans l'étude expérimentale (Akou, 1995 ; Akou *et al.*, 1997).

Le modèle centrifugé était équipé de 11 capteurs de tassement de surface (numérotés de 1 à 11), de cinq capteurs de pression interstitielle et de trois inclinomètres pour la mesure des déplacements horizontaux (Fig. 1). Les mesures de déplacements latéraux n'ont pu être interprétées de façon cohérente et ne sont pas utilisées ici.



a. Tassomètres de surface



b. Piézomètres et tubes inclinométriques

FIG. 1

Instrumentation du modèle centrifugé.

Instrumentation of the centrifuged model. a. Surface settlement gauges. b. Piezometers and inclinometer tubes.

Les dimensions du modèle sont les suivantes :

- épaisseur de la couche d'argile 15,7 cm ;
- largeur à la base du remblai initial 32,9 cm ;
- largeur en crête du remblai initial 12,9 cm ;
- largeur à la base du remblai adjacent 20 cm ;
- largeur en tête du remblai adjacent 20 cm.

L'argile repose sur une couche de sable drainant. L'argile est saturée et le niveau de la nappe est maintenu au niveau de la surface de l'argile pendant l'essai.

3

Programme de calcul en éléments finis

L'analyse en éléments finis de la consolidation du massif d'argile du modèle a été effectuée en utilisant le module CSNL de CÉSAR-LCPC (Humbert, 1989). Successeur du programme de calcul ROSALIE-Groupe 9, développé au LCPC au cours des années 1970, ce module permet la résolution des problèmes de consolidation en conditions uni-, bi- et tridimensionnelles, en utilisant des modèles élastoplastiques tels que Cam-Clay (Dang et Magnan, 1977), Mélanie (Mouratidis et Magnan, 1983 ; Lepidas et Magnan, 1990 ; Kattan, 1990 ; Akou, 1995), ou les autres modèles de comportement élastoplastiques disponibles dans CÉSAR-LCPC.

4

Modèle de comportement de l'argile

Le modèle développé au LCPC pour représenter le comportement des argiles naturelles dans les calculs en éléments finis (Mélanie) est un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage dérivé du modèle Cam-clay modifié. La figure 1 montre les caractéristiques principales de sa courbe d'état limite (critère de plasticité). L'écrouissage est déduit des courbes de compressibilité œdométrique. A l'intérieur du domaine élastique (intérieur de l'ellipse), le sol est supposé élastique linéaire anisotrope. Sur la frontière du domaine élastique, l'écoulement plastique s'effectue selon une loi non associée.

Les paramètres du modèle sont déduits des caractéristiques physiques et mécaniques du sol mesurées au cours d'études géotechniques courantes, à l'exception des paramètres d'élasticité linéaire anisotrope. Ces paramètres, au nombre de cinq ($E'_{v'}$, $E'_{h'}$, ν'_{vh} , ν'_{vh} , G'_{vh}), peuvent être déterminés au moyen d'essais triaxiaux avec consolidation anisotrope sur des éprouvettes d'orientations différentes (Piyal et Magnan, 1984). Toutefois, compte tenu de la difficulté de réalisation de ces essais, les valeurs de ces paramètres sont souvent choisies d'après les valeurs trouvées sur d'autres sites, c'est-à-dire que l'on fixe a priori les valeurs de $n' = E'_{h'}/E'_{v'}$, $m' = G'_{vh}/E'_{v'}$ et ν'_{vh} et qu'il suffit alors de calculer le module $E'_{v'}$ à partir de la courbe œdométrique (courbe de recompression dans le domaine surconsolidé), au moyen de la relation :

$$E'_{v'} = \frac{\Delta\sigma'_{v'}}{\epsilon_{v'}} \left[1 - \frac{2\nu'_{vh}{}^2 n'}{1 - \nu'_{hh}} \right] = \frac{1 + e_0}{C_s} \cdot \frac{\sigma'_{vf} - \sigma'_{v0}}{\lg(\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0})} \left[1 - \frac{2\nu'_{vh}{}^2 n'}{1 - \nu'_{hh}} \right] \quad (1)$$

Cette relation traduit la linéarisation de la relation semi-logarithmique $\Delta e = C_s \Delta \lg \sigma'_{v'}$ entre une contrainte initiale σ'_{v0} et une contrainte finale σ'_{vf} . Lorsque le sol est dans un état initial proche de la pression de préconsolidation, on calcule en général le module entre la contrainte verticale initiale σ'_{v0} et la pression de préconsolidation σ'_p .

La forme des courbes d'état limite, qui sont homothétiques par rapport à l'origine des axes (Os' , Ot), dépend du coefficient de pression des terres au repos du sol normalement consolidé K_0^{nc} , qui définit l'angle entre le grand-axe de l'ellipse et l'axe Os' (Fig. 2). Ce coefficient est en général calculé au moyen de l'expression :

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \phi' \quad (2)$$

avec ϕ' : angle de frottement interne de l'argile.

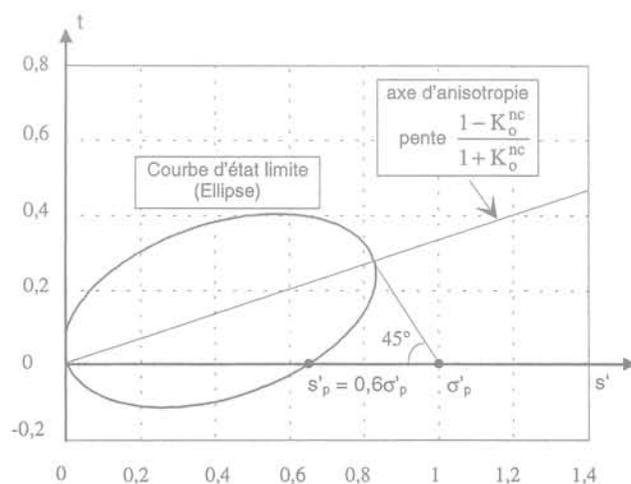


FIG. 2 Courbe d'état limite pour argile molle naturelle : modèle Mélanie (Lepidas et Magnan, 1990).
Limit state curve for natural soft clays : Mélanie model (Lepidas and Magnan, 1990).

Pour définir l'ellipse correspondant à l'état initial du sol, on doit déterminer la pression de préconsolidation σ'_p qui peut être déduite d'un essai œdométrique. Le même essai fournit l'indice de gonflement C_s et l'indice de compression C_c qui servent à calculer le module $E'_{v'}$ et la pente λ de la courbe vierge isotrope ($e - \ln s'$) :

$$\lambda = C_c / \ln 10 \approx C_c / 2,3 \quad (3)$$

Le paramètre d'écrouissage du modèle est la pression s'_p reliée à la pression de préconsolidation par la relation d'origine expérimentale :

$$s'_p = 0,6\sigma'_p \quad (4)$$

L'état initial de l'argile est défini par la contrainte verticale effective σ'_{v0} , l'indice des vides initial e_0 et le coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé K_0^{oc} . Ce dernier peut être calculé en utilisant la relation :

$$K_0^{oc} = K_0^{nc} \sqrt{R_{oc}} \quad (5)$$

avec $R_{oc} = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$: rapport de surconsolidation du sol.

D'autres paramètres sont nécessaires pour décrire le comportement de l'eau interstitielle et son écoulement à travers les pores du sol. On admet que les pores de l'argile sont remplis d'un liquide interstitiel dont la compressibilité, caractérisée par le coefficient de compressibilité α_w ,

dépend du degré de saturation S_r de l'argile. L'écoulement du liquide est décrit par les coefficients de perméabilité verticale k_v et horizontale k_h . Les paramètres a_w , k_v et k_h peuvent varier au cours du temps en fonction de la pression interstitielle et de l'indice des vides, respectivement.

Propriétés physiques et mécaniques des matériaux pour le calcul

Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif d'argile et des deux remblais ont été déduites des essais de caractérisation de l'argile et du sable réalisés lors de l'étude expérimentale, en particulier d'un essai réalisé en fin d'expérimentation sur l'argile du modèle. Pour calculer le module d'élasticité de l'argile au moyen de la relation (1), on a utilisé les valeurs suivantes des paramètres non mesurés, valeurs issues de l'étude de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts :

$$v'_{hh} = 0,1 \quad n' = E'_h/E'_v = 0,625$$

$$v'_{vh} = 0,25 \quad m' = G'_{vh}/E'_v = 0,450$$

Une fois déterminé ces paramètres, il reste à définir la valeur du module E'_v au moyen de la relation [1], c'est-à-dire à choisir l'intervalle de contraintes sur lequel on linéarise la courbe de compressibilité semi-logarithmique.

Sur ce point, les essais en centrifugeuse comportent une phase initiale au cours de laquelle on passe d'une contrainte très faible à la contrainte effective considérée comme initiale sur le terrain (σ'_{vo}), puis une phase où l'on passe de cette contrainte effective initiale à la contrainte de préconsolidation, comme sur un site réel. Pour permettre la modélisation des différentes phases de l'essai, y compris la phase de reconsolidation sous le poids propre du sol, nous avons choisi de déterminer deux jeux de paramètres d'élasticité anisotrope :

- un jeu de paramètres pour la phase initiale, au cours de laquelle l'état de contrainte passe d'une valeur très faible à sa valeur « réelle » *in situ* ;

- un jeu de paramètres pour représenter ce qui se passe lors de la construction des remblais et de la consolidation qui suit.

Pour trouver le premier jeu de modules, nous avons linéarisé la déformation entre l'état de contraintes du modèle sous 1 g et l'état de contrainte final du modèle sous 70 g. Pour trouver le second jeu de modules, nous avons linéarisé la déformation entre l'état initial sous 70 g et la pression de préconsolidation (ou la contrainte effective finale, si le sol reste surconsolidé).

Le coefficient de perméabilité a été également déduit des essais œdométriques. Il vaut $8,4 \cdot 10^{-10}$ m/s (soit $7,26 \cdot 10^{-5}$ m/jour).

Les propriétés physiques et mécaniques introduites dans les calculs sont résumées dans les tableaux I et II ; les couches sont décrites par référence à la géométrie du prototype, déterminée classiquement avec un facteur d'échelle égal au nombre de g pendant l'essai (dimensions du modèle multipliées par 70).

Notons que les indices de gonflement C_s utilisés pour calculer les modules ont été diminués (d'un facteur 2,5) par rapport aux valeurs tirées des essais ($C_s = 0,04$ au lieu de 0,1). Cette correction a pour effet de ramener le rapport C_c/C_s à des valeurs plus classiques (entre 10 et 15). Tous les modules utilisés dans les calculs ont été déterminés dans le cas où le sol reste surconsolidé en cours d'essai.

Pour le sable, un modèle élastoplastique à critère de Mohr-Coulomb a été utilisé, mais le remblai a été maintenu dans un état élastique en jouant sur la cohésion effective.

TABEAU I

Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif d'argile.

Hydraulic and stress-strain characteristics of the clay mass.

	Couches du massif d'argile (échelle du prototype)					
	0-1 m	1-3 m	3-5 m	5-7 m	7-9 m	9-11 m
γ (kN/m ³)	17,46	17,46	17,46	17,46	17,46	17,46
v'_{hh}	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
v'_{vh}	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
<i>Première phase du chargement (montée en accélération et consolidation)</i>						
E'_h (kPa)	66,8	267,22	534,45	801,67	1 068,87	1 068,88
E'_v (kPa)	106,9	427,55	855,1	1 282,75	110,22	2 137,77
G'_{vh} (kPa)	48,1	192,4	384,8	576,67	769,6	962
<i>Deuxième et troisième phases du chargement (remblais)</i>						
E'_h (kPa)	1 349,44	2 485,46	3 749,62	4 948,43	6 122,32	7 283,72
E'_v (kPa)	2 159,11	3 976,74	5 999,40	7 917,49	9 795,71	11 653,9
G'_{vh} (kPa)	971,60	1 789,53	2 699,73	3 562,87	4 408,07	5 244,28
γ_w (kPa)	10	10	10	10	10	10
n	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
a_w (kPa ⁻¹)	0	0	0	0	0	0
k_h (m/j)	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$
k_v (m/j)	<i>idem</i>	<i>idem</i>	<i>idem</i>	<i>idem</i>	<i>idem</i>	<i>idem</i>
λ	0,217	0,217	0,217	0,217	0,217	0,217
e_o	1,316	1,316	1,316	1,316	1,316	1,316
σ'_p (kPa)	300	300	300	300	300	300
K_o^{oc}	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642
K_o^{nc}	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642
η	1	1	1	1	1	1
Tolc	2 000	2 000	2 000	2 000	2 000	2 000
<i>État de contraintes effectives initiales (première phase)</i>						
σ'_{vo} (kPa)	0,05	0,213	0,426	0,639	0,852	1,066
<i>État de contraintes effectives initiales (deuxième et troisième phases)</i>						
σ'_{vo} (kPa)	3,73	14,92	29,84	44,76	59,68	74,60

Liste des paramètres du calcul

γ : poids volumique du sol ; E'_h , E'_v , G'_{vh} , v'_{hh} , v'_{vh} : paramètres d'élasticité anisotrope ; n : porosité du sol ; γ_w : poids volumique de l'eau ; a_w : coefficient de compressibilité de l'eau ; k_v , k_h : coefficients de perméabilité verticale et horizontale ; λ : indice de compression isotrope ; e_o : indice des vides initial ; K_o^{nc} et K_o^{oc} - coefficient de pression des terres au repos, dans le domaine normalement consolidé et dans le domaine surconsolidé, respectivement ; η : indice de normalité de la loi d'écoulement, égal à 0 pour une loi associée et 1 pour une loi non associée ; Tolc : tolérance de calcul sur le critère de plasticité.

TABLEAU II

Caractéristiques mécaniques et hydrauliques des remblais.
 Hydraulic and stress-strain characteristics of the fill material.

γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	γ_w (kPa)	n	a_w (kPa ⁻¹)	k_h (m/j)	k_v (m/j)	c' (kPa)	ϕ' '(degrés)	Ψ' '(degrés)
15,3	36 000	0,35	0	0,42	0	15,2	15,2	500	35	35

6

Maillage et conditions aux limites

Pour effectuer le calcul correspondant à l'essai 5, nous avons utilisé le maillage et les conditions aux limites de la figure 3. Ce maillage comporte 1 712 nœuds et 537 éléments quadrilatères isoparamétriques à 8 nœuds. Ses dimensions sont définies à l'échelle du prototype, au sens usuel des études en centrifugeuse (dimensions du modèle réel multipliées par 70). Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- drainage par les faces inférieure et supérieure du massif de sol ;
- déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, avec une nappe au niveau de la surface de l'argile, des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tous les points du maillage et des contraintes initiales déduites du poids volumique et du coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé, K_0^{oc} . Les remblais ont initialement un poids volumique nul, qui varie par la suite conformément à la loi de chargement.

Le calcul est effectué en trois étapes, correspondant respectivement à la consolidation du sol sous son poids propre, puis à la construction des remblais principal et adjacent. Afin d'éliminer les deux remblais dans la première phase des calculs, bien qu'ils existent dans le maillage, on leur a attribué des modules d'Young et de cisaillement très faibles. Les caractéristiques des éléments des remblais reprennent leurs valeurs réelles dès le début de leur construction.

La montée en accélération de la centrifugeuse, au début de la première phase, est traduite par l'augmentation du poids volumique des éléments représentant le massif d'argile. A l'arrivée à 70 g, le poids volumique est maintenu constant pendant toute la durée de la reconsolidation du sol sous son poids propre. La construction des deux remblais est également modélisée par l'augmentation du poids volumique des éléments constituant le remblai, selon le schéma de chargement représenté sur la figure 4.

Les pas de temps utilisés dans le calcul ont été déterminés d'après la formule proposée par Vermeer *et al.* (1981) :

$$\Delta t \geq \frac{\gamma_w (\Delta h)^2}{6k_w E} \quad (6)$$

avec :

- Δh épaisseur maximale des éléments du maillage ;
- γ_w poids volumique de l'eau ;
- k_w coefficient de perméabilité ;
- E module d'Young.

7

Comparaison des calculs et des mesures

7.1

Représentation des résultats

L'analyse des résultats expérimentaux et des résultats des calculs a été effectuée à l'échelle du prototype (dimensions égales à 70 fois celles du modèle) et en uti-

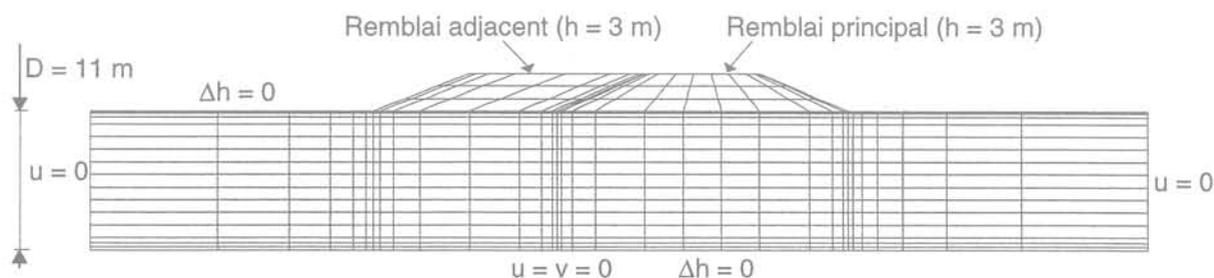


FIG. 3 Maillage et conditions aux limites du calcul.
FE mesh and boundary conditions.

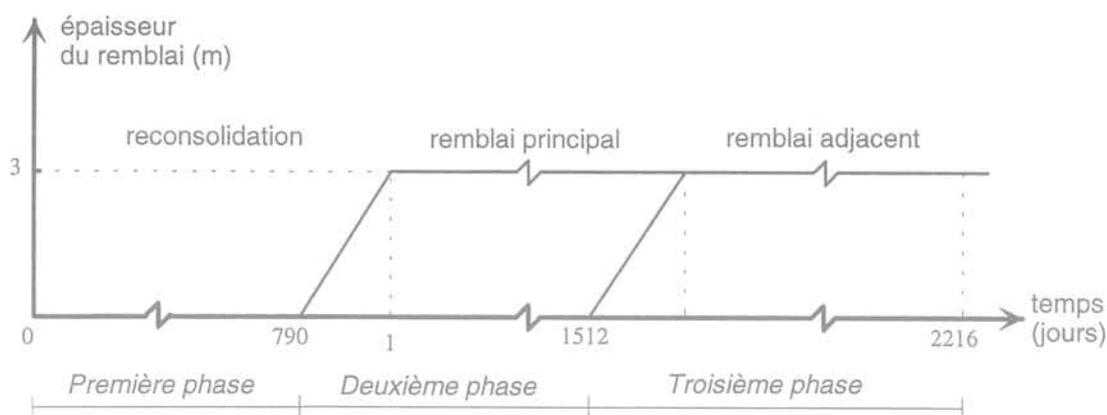


FIG. 4 Augmentation au cours du temps du poids volumique des remblais (épaisseur d'un remblai équivalent de poids volumique fixe).

Phase 1 : reconsolidation de l'argile sous 70 g ;

Phase 2 : construction du remblai principal et consolidation ;

Phase 3 : élargissement du remblai et consolidation.

Increase with time of the fill unit weight (thickness of an equivalent fill with constant unit weight).

Phase 1 : Reconsolidation of clay at 70 g ;

Phase 2 : Construction of the main fill and consolidation period ;

Phase 3 : Widening of the fill and consolidation period.

lisant une échelle de temps classique pour les études de consolidation (temps du prototype égal au temps réel du modèle multiplié par le carré de l'échelle de modélisation, soit 4 900 dans le cas étudié).

7.2

Surpressions interstitielles

La figure 5a montre l'évolution au cours du temps des surpressions interstitielles aux nœuds du maillage qui correspondent aux positions des capteurs de pression interstitielle dans le modèle centrifugé. Pour sa part, la figure 5b présente l'évolution des surpressions interstitielles mesurées par ces capteurs durant l'essai 5. Ces surpressions ont été déduites des pressions mesurées, auxquelles on a enlevé la pression hydrostatique correspondant à leur position initiale dans une nappe stabilisée à la surface du terrain naturel.

D'une manière générale, les surpressions interstitielles calculées suivent l'histoire du chargement du massif d'argile. La construction instantanée des deux remblais principal et adjacent est bien marquée sur ces courbes. Pour leur part, les surpressions déduites des mesures évoluent de façon atypique pendant la première phase de l'essai (le niveau de la nappe n'avait pas été maintenu constant pendant les 400 premiers jours et l'on a assisté à un assèchement du sol sortant des hypothèses de la théorie de la consolidation), puis évoluent de façon classique. Toutefois, le fait qu'elles deviennent négatives en certains points montre que les conditions réelles du modèle ne sont sans doute pas identiques à celles adoptées pour les calculs.

La comparaison des calculs et des mesures montre deux différences :

- les pics initiaux des surpressions interstitielles sont un peu plus élevés dans les calculs de construction des remblais, alors qu'ils sont plus faibles lors de la phase de reconsolidation du sol ;
- la dissipation des surpressions interstitielles est plus importante dans les mesures. Toutefois, les conditions

aux limites hydrauliques ont probablement varié de façon imprévue en cours d'essai pour faire descendre les surpressions interstitielles au-dessous de leur valeur minimale théorique.

7.3

Tassements

Les tassements de la surface du massif d'argile sont représentés sur la figure 6 (tassements des points de mesure en fonction du temps), sur la figure 8 (tassements des zones non chargées par les remblais) et sur les figures 9 et 10 (coupes transversales du remblai à des instants caractéristiques).

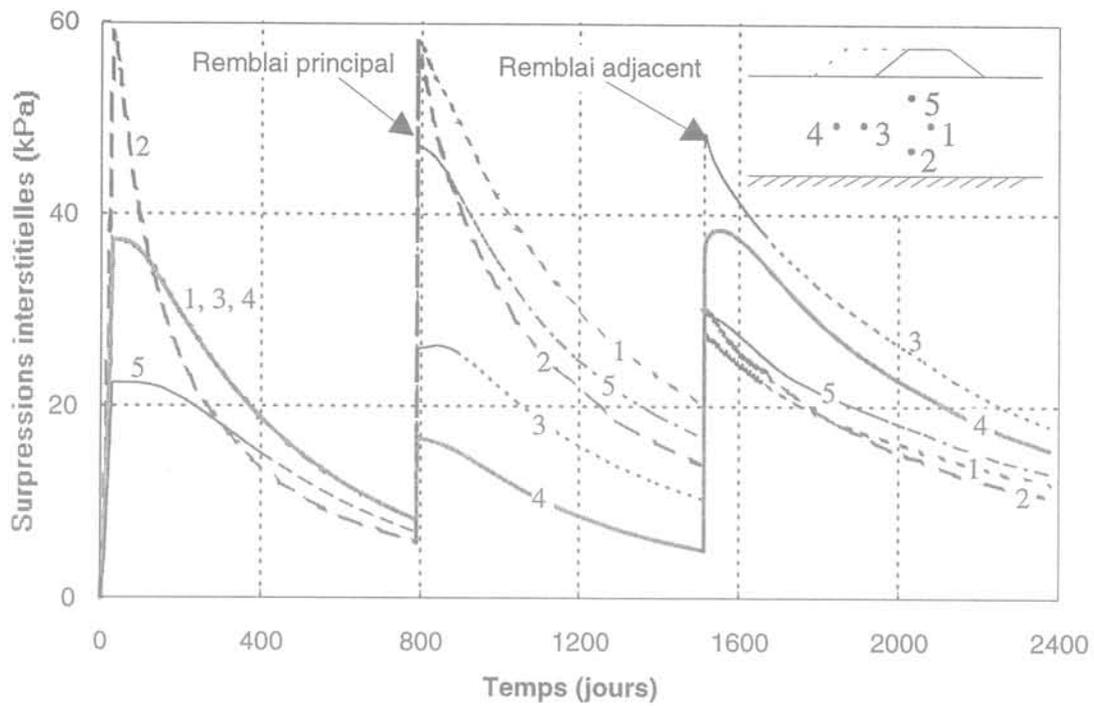
7.3.1

Tassements des points de la surface

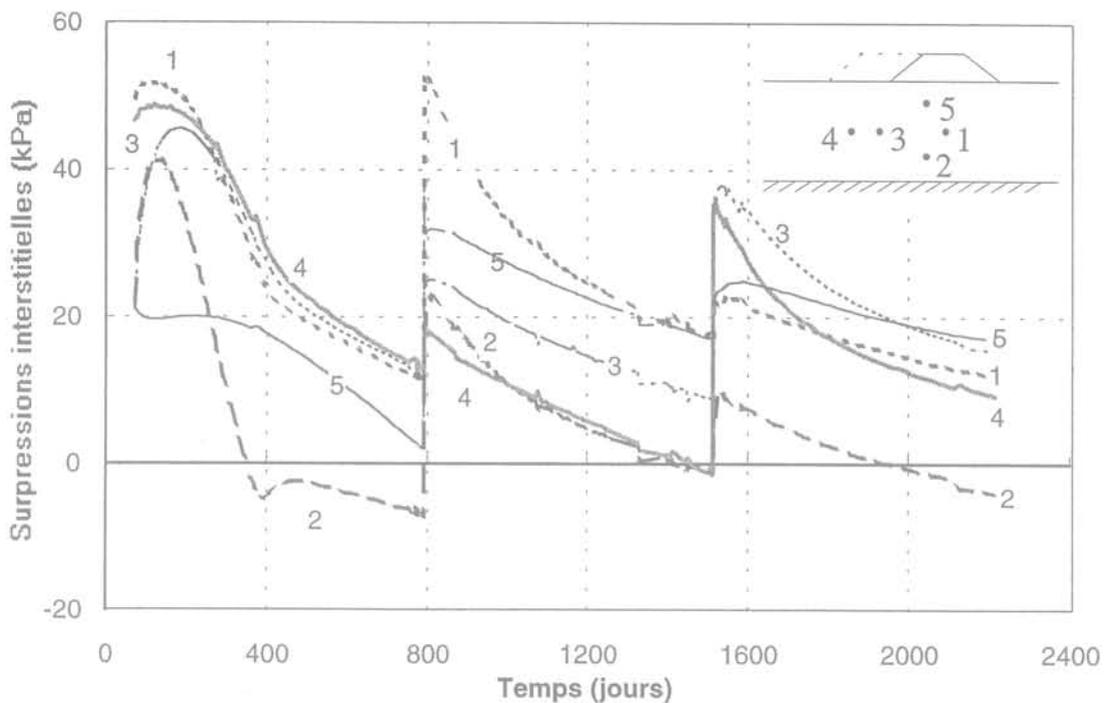
Les tassements calculés et observés (Fig. 6) correspondent assez bien pour les points de mesure situés sous les remblais principal et adjacent (points 3, 7 et 8) et moins bien pour les points situés sous les talus (points 4, 5 et 6). Le point 9 donne des résultats atypiques, dans la mesure où les mesures indiquent un tassement plus important que pour les autres points du remblai principal alors que le point est plus loin du remblai adjacent.

Les écarts entre courbes calculées et courbes expérimentales traduisent une nouvelle fois la difficulté que présente la modélisation du comportement des sols sous les bords des remblais. Pour le point 4, il est possible que les perturbations de la première partie de l'essai (défaut d'alimentation en eau du modèle) puissent expliquer les différences ultérieures, mais la distance des calculs et des mesures est plus grande pour le point 5, sans explication connue.

Si l'on fait abstraction de la première phase du calcul, les calculs sont beaucoup plus proches des mesures, ce qui incite à rechercher une partie des



a. Calculs en éléments finis



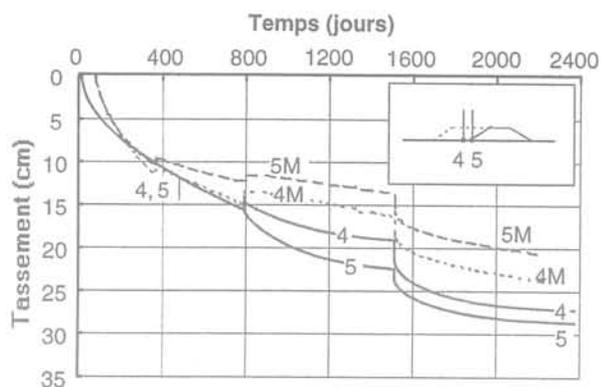
b. Mesures (essai en centrifugeuse)

FIG. 5 Évolution au cours du temps des surpressions interstitielles aux points 1 à 5.
 a. Calculs en éléments finis. b. Mesures (essai en centrifugeuse).
 Changes with time of the excess pore pressures at points 1 to 5. a. Finite element calculations.
 b. Measurements (centrifuge test).

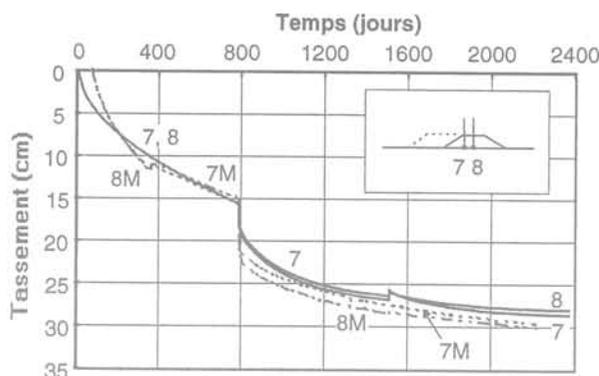
causes des divergences dans la modélisation de cette première phase de l'essai. Deux commentaires peuvent être faits :

- la mesure 5 est différente de toutes les autres et il est peu probable qu'elle soit exacte ;
- le choix des modules des couches pour la première phase, imposé par le modèle de calcul utilisé (élasticité

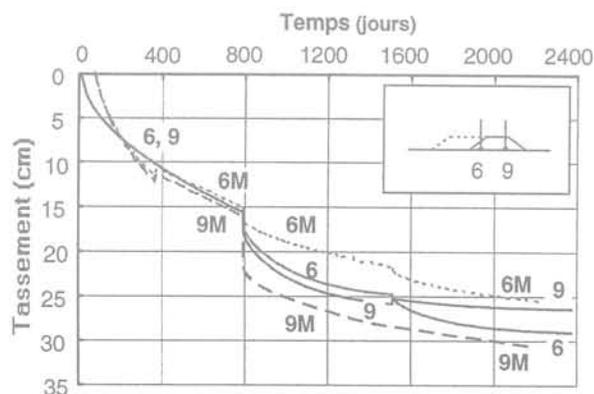
linéaire anisotrope dans le domaine surconsolidé), reproduit assez mal la courbe de compressibilité semi-logarithmique dans sa partie initiale, comme on le voit sur la figure 7. Si l'on avait adopté un module plus fort pour les faibles contraintes, on aurait divisé presque par 10 le coefficient de consolidation du sol et cela aurait pu produire un comportement non drainé plus marqué au voisinage des surfaces drainantes.



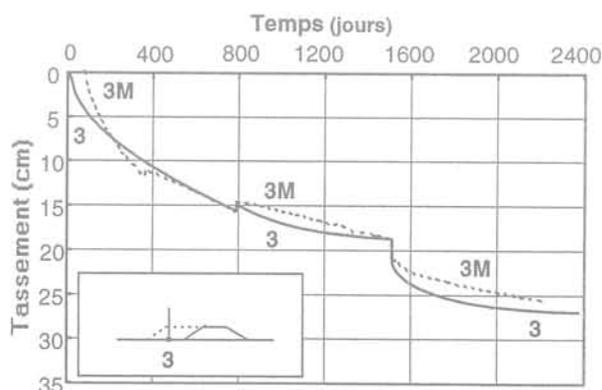
a. Tassements des points 4 et 5



b. Tassements des points 7 et 8



c. Tassements des points 6 et 9



d. Tassement du point 3

FIG. 6 Comparaison des tassements calculés et mesurés de la surface de l'argile.

(Les courbes expérimentales, représentées en traits discontinus, sont notées M. Les courbes calculées sont représentées par des traits continus et repérées par des chiffres).

Comparison of calculated and measured settlements of the clay surface (The experimental curves are drawn with dashed or dotted lines and labelled M. The calculated curves are drawn with solid lines and referred to using numbers). a. Settlements of points 4 and 5. b. Settlements of points 7 and 8. c. Settlements of points 6 and 9. d. Settlement of point 3.

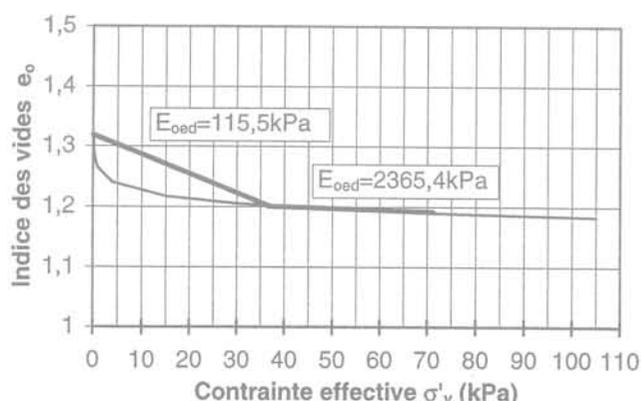


FIG. 7 Linéarisation de la courbe œdométrique pour la couche de surface.

Linear approximation of the compressibility curve for the surface layer.

Une autre particularité du calcul, toujours liée à la forme linéaire du modèle et au changement des modules lorsque commence la deuxième phase du calcul, est que le tassement associé aux modules retenus pour la première phase du calcul n'a pas été atteint

lorsque l'on est passé à la deuxième étape du chargement, et que la fin de ce tassement a été supprimée par le changement des modules. La première phase de l'essai a été modélisée dans un calcul spécial sans modification des modules pendant 2 400 jours pour pouvoir comparer les tassements de l'argile avec les mesures des tassomètres les moins influencés par la construction des remblais (tassomètres 1, 2 et 11). Les courbes de la figure 8 montrent que le calcul surestime le tassement final du massif d'argile, mais sans excès pendant les deux premières phases du calcul. On note, de plus, que la consolidation du sol était loin d'être terminée à la fin de l'essai et que cela a pu avoir des conséquences dans les zones chargées par le remblai.

7.3.2

Tassements des remblais selon des coupes transversales

Les figures 9 et 10 donnent une vue d'ensemble des tassements de la surface du massif d'argile. On retrouve sur ces figures deux phénomènes qui ne sont pas reproduits par le calcul : la poursuite de la consolidation du sol dans la partie non chargée du massif d'argile (capteurs 1, 2 et 11) et la remontée du point 5.

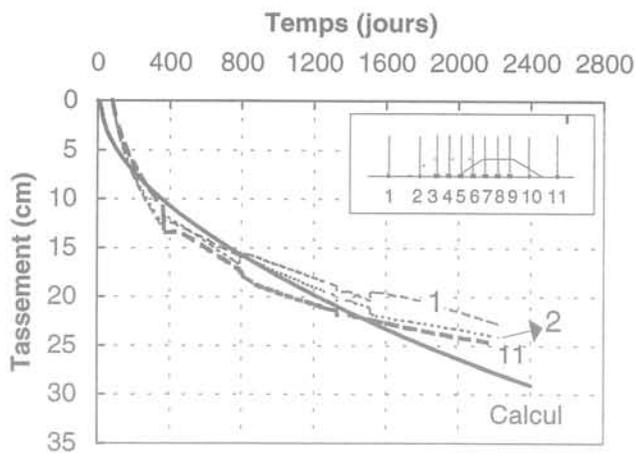


FIG. 8 Consolidation de l'argile sans les remblais et comparaison avec les tassements des capteurs 1, 2 et 11.

Consolidation of the clay mass without embankment loading and comparison with the observed settlements of points 1, 2 and 11.

La poursuite de la consolidation a été commentée ci-dessus. Pour le point 5, on peut noter que sa remontée importante, comme celle de ses voisins, ne peut être reproduite par le calcul, pas plus que l'inclinaison de la droite joignant les tassements des points 7 à 9, qui devrait être horizontale sous le remblai principal, si la charge est uniforme dans la partie centrale du remblai. Il s'agit peut-être du signe d'une amorce de rupture localisée au pied du remblai ou d'une anomalie dans les propriétés du massif d'argile ou encore d'un problème de mesure.

Globalement, les calculs numériques donnent donc une évaluation correcte de l'ordre de grandeur des tas-

sements du massif d'argile, mais il subsiste entre les calculs et les mesures des divergences qu'il est difficile d'expliquer et de faire disparaître.

8

Comparaison des calculs en éléments finis et des méthodes classiques

Les calculs classiques d'amplitudes de tassements sous les remblais s'effectuent en distinguant :

- un calcul non drainé à court terme, que l'on peut effectuer par exemple avec les abaques de Giroud (1973) pour les charges en forme de remblai ;
- un calcul du tassement final par la méthode œdométrique, qui consiste à calculer la variation des contraintes verticales sur une ligne verticale dans le massif (calcul en élasticité linéaire isotrope, abaque d'Osterberg), puis à en déduire le tassement en utilisant la courbe de compressibilité œdométrique.

Pour ces calculs, nous avons utilisé :

- un module d'Young non drainé uniforme dans toute la couche d'argile $E_u = 6\ 000$ kPa (valeur moyenne dans le massif) et un coefficient de Poisson associé de $\nu_u = 0,5$;

- les paramètres de compressibilité œdométrique qui ont servi à déterminer les paramètres du calcul en éléments finis :

$e_o = 1,316$ $C_s = 0,04$ $C_c = 0,5$ $\sigma'_{vo} = 3,7$ à $78,3$ kPa, avec une pression de préconsolidation supérieure aux contraintes finales (calcul dans le domaine surconsolidé).

Les deux méthodes décrites ci-dessus ont été appliquées successivement au remblai principal (Fig. 11) et au

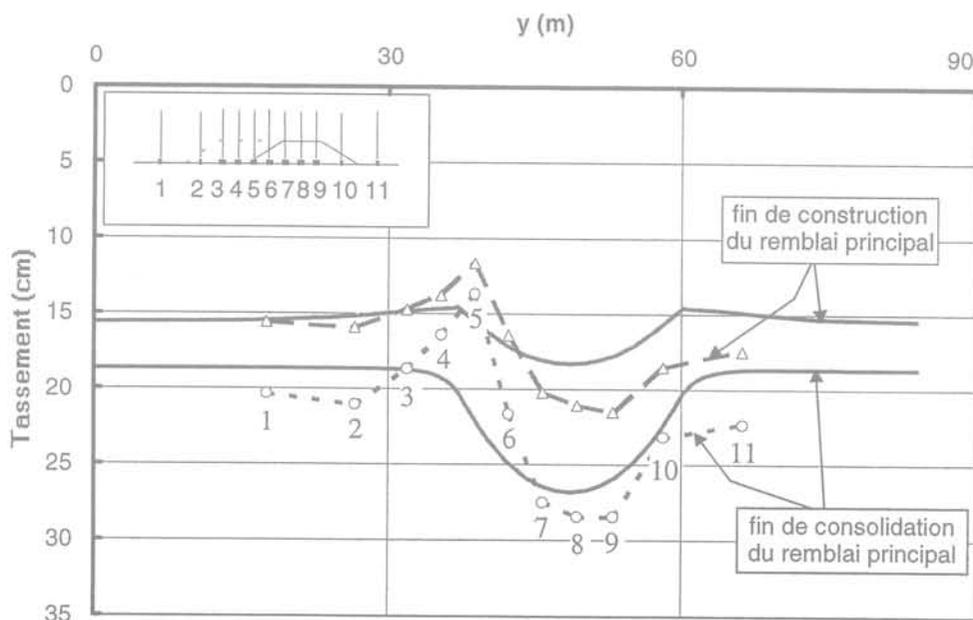


FIG. 9 Comparaison des tassements calculés (traits continus) et mesurés (traits discontinus) en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai principal.

Comparison of calculated settlements (continuous lines) and measured settlements (discontinuous lines) at the end of the construction of the main embankment and after a consolidation period.

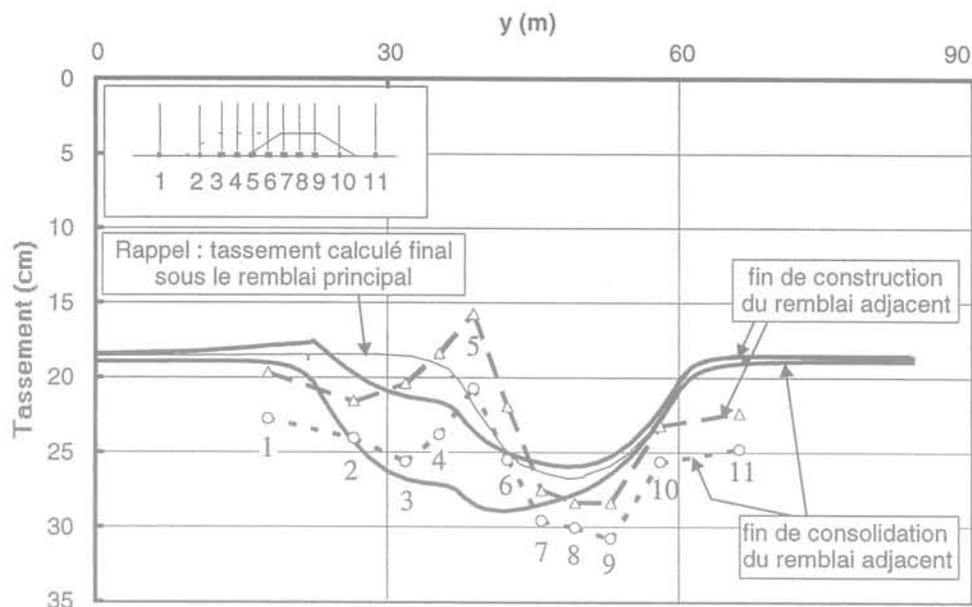


FIG. 10 Comparaison des tassements calculés (traits continus) et mesurés (traits discontinus) en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai adjacent.

Comparison of calculated settlements (continuous lines) and measured settlements (discontinuous lines) at the end of the construction of the adjacent embankment and after a consolidation period.

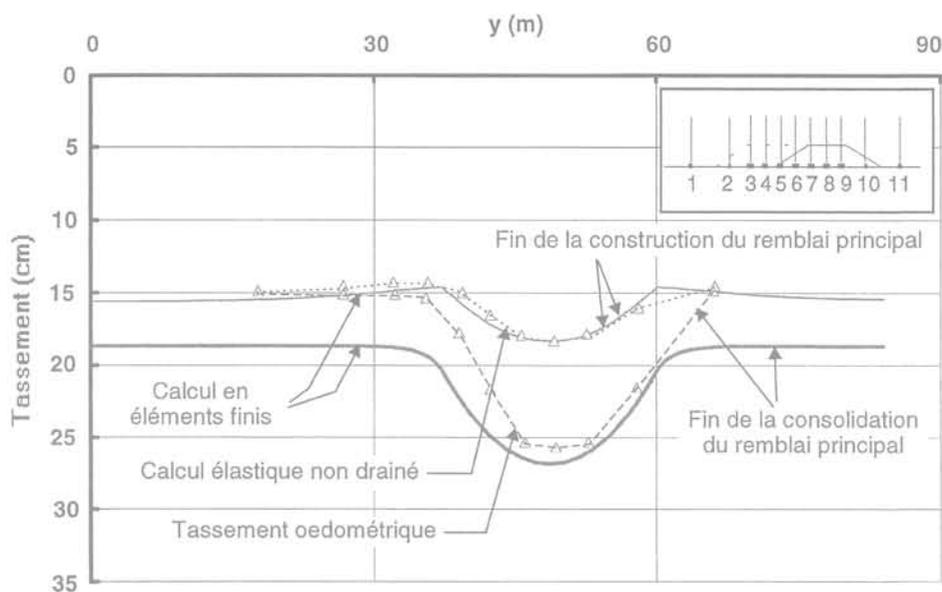


FIG. 11 Comparaison des tassements calculés en éléments finis (lignes continues) et par les méthodes classiques (lignes discontinues) pour la construction du remblai principal.

(La courbe de tassement oedométrique représente la somme du tassement non drainé et du tassement différé déduit de la méthode oedométrique).

Comparison of the settlements obtained from the finite element analysis (continuous lines) and from classical methods (discontinuous lines) for the construction of the main embankment. (The « oedometric settlement » curve was obtained by adding the immediate undrained settlement and the differed consolidation settlement estimated by the oedometric method).

remblai adjacent (Fig. 12). Afin de faciliter la comparaison des résultats des calculs, les tassements calculés au moyen de ces paramètres ont été cumulés à partir du tassement calculé en éléments finis à la fin de la première phase de l'essai ($t = 790$ jours).

On note sur les deux figures que les calculs oedométriques ne prévoient aucun tassement de l'argile en dehors de la zone d'influence des remblais. Cette divergence est compréhensible, puisque les sols naturels ont en général fini leur consolidation quand on vient les

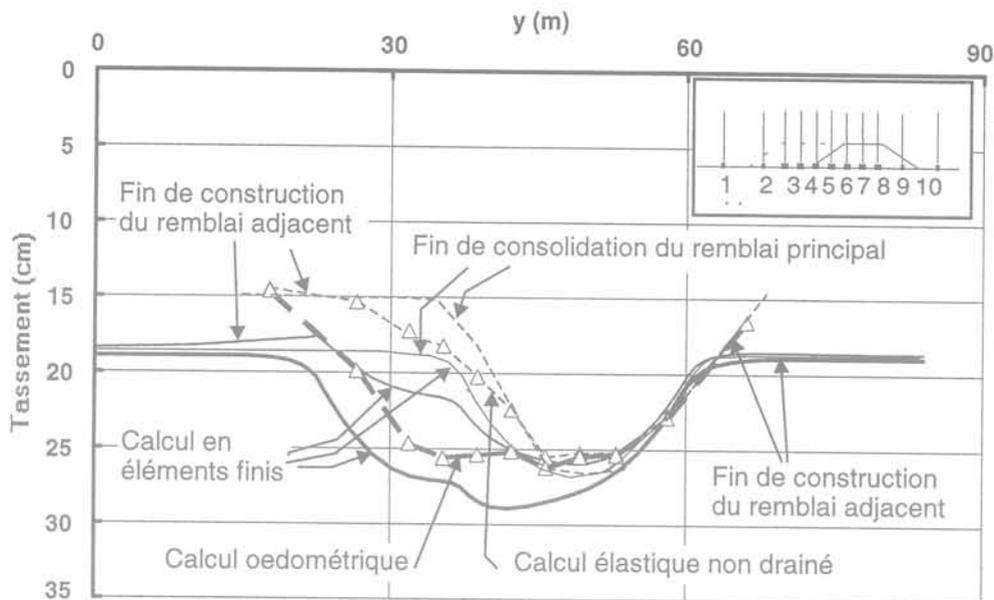


FIG. 12 Comparaison des tassements calculés en éléments finis (lignes continues) et par les méthodes classiques (lignes discontinues) pour la construction du remblai adjacent.
 Comparison of the settlements obtained from the finite element analysis (continuous lines) and from classical methods (discontinuous lines) for the construction of the adjacent embankment.

charger par des remblais. Cela rend par contre difficile le calage direct de cette méthode de calcul, reconnue satisfaisante dans la pratique, par analyse d'essais en centrifugeuse sur des modèles de remblais sur argile.

Le tassement calculé en élasticité linéaire (en conditions non drainées) est en assez bon accord avec le calcul en éléments finis dans les deux cas (compte tenu du décalage de l'origine de ces tassements sur la figure 12). Pour les tassements de consolidation, l'écart entre les calculs n'est pas non plus très important et peut être considéré comme associé à la poursuite de la consolidation du sol sous l'état de contrainte appliqué par la rotation de la centrifugeuse.

L'examen des figures 9-10 et 11-12 permet de comparer les calculs classiques avec les mesures : les écarts, sans être très importants, témoignent aussi du rôle de la consolidation du massif d'argile indépendamment du poids des remblais.

9

Conclusion

L'étude présentée dans cet article montre que les mesures effectuées sur ce modèle réduit centrifugé de remblai sur argile sont difficiles à analyser en termes de

modèles de calcul : la poursuite de la consolidation du massif d'argile indépendamment de la charge appliquée par les remblais est l'une des causes de cette difficulté. L'absence de mesures de déplacements à l'intérieur du massif d'argile gêne aussi la comparaison détaillée des calculs et du comportement de ce modèle réduit.

Les ordres de grandeur des tassements et pressions interstitielles mesurés sur le modèle ont pu être reproduits de façon satisfaisante en utilisant les paramètres de déformabilité du sol déduits de l'essai oedométrique réalisé en fin d'essai, en admettant que le sol reste à l'état surconsolidé, ce qui est logique compte tenu de la procédure de fabrication du modèle.

Par ailleurs, les méthodes usuelles de calcul des tassements à court terme et différé donnent des résultats du même ordre que les calculs en éléments finis, abstraction faite de la consolidation de l'argile en dehors des remblais.

Néanmoins, l'étude ne permet pas de conclure sur la représentativité par rapport à la nature du modèle de calcul en éléments finis, pas plus d'ailleurs sur celle du modèle réduit : l'interprétation des mesures faites sur des massifs d'argile en centrifugeuse mérite encore des efforts de réflexion, pour la caractérisation des propriétés du massif d'argile et le choix de ses paramètres physiques et mécaniques, en tenant compte de l'interaction de la consolidation et du fluage de l'argile.

Bibliographie

- Akou Y. – Étude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles, thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1995, 258 p.
- Akou Y., Magnan J.-P., Rault G. – Étude sur modèles de l'élargissement des remblais sur sols compressibles. Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, Études et recherches des LPC, série Géotechnique, 1997, 202 p.
- Dang M.T., Magnan J.-P. – Application des modèles élastoplastiques de l'université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous. Laboratoire central des ponts et chaussées, rapport de recherche LPC, 1977, n° 74, 106 p.
- Giroud J.-P. – Tables pour le calcul des fondations. Tome II, Dunod, Paris, 1973, 505 p.
- Humbert P., CÉSAR-LCPC. – Un code général de calcul par éléments finis. Bulletin de liaison des LPC, 1989, n° 160, pp. 112-115.
- Kattan A. – Fluage et consolidation des sols saturés et quasi saturés. Analyse numérique, thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1990, 199 p.
- Lepidas I., Magnan J.-P. – Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique. Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, rapport de recherche LPC, 1990, n° 157, 167 p.
- Mouratidis A., Magnan J.-P. – Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, rapport de recherche LPC, 1983, n° 121, 128 p.
- Piyal M., Magnan J.-P. – Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé. Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, rapport de recherche LPC, 1984, n° 131, 108 p.
- Vermeer P.A., Verruijt A. – An accuracy condition for consolidation by finite elements. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1991, vol. 5, pp. 1-14.

Approche fiabiliste du comportement des canalisations enterrées

A. BENMANSOUR

GEMCEA,
149, rue Gabriel-Péri,
54000 Vandœuvre-lès-Nancy
et LG/ENSG

G. AUVINET

UNAM,
Ciudad Universitaria,
Apdo. Postal 70-472
Coyoacan, 04510, Mexico,
DF, Mexique

A.H. SOUBRA

ENSAIS,
24, boulevard de la Victoire,
67084 Strasbourg

Résumé

L'article s'intéresse au problème du comportement et de la sécurité des conduites enterrées. On présente d'abord les résultats de diverses études pathologiques qui ont permis de classer les principaux désordres rencontrés lors de l'inspection des réseaux d'assainissement. On évalue ensuite les apports des modélisations du système sol-conduite à une meilleure compréhension des mécanismes qui conduisent à ces désordres. Devant les incertitudes qui affectent les nombreux paramètres qui interviennent dans le comportement des conduites, une approche fiabiliste simplifiée est proposée pour l'évaluation de leur sécurité. Ce type d'analyse permet de mettre en évidence les paramètres de dimensionnement qui contribuent à augmenter de manière significative la fiabilité de ces ouvrages.

Reliability approach to buried pipes behavior

Abstract

The paper deals with the behavior and safety of buried pipes. Results obtained from inspection of existing underground water and waste systems are reviewed. A classification of the main types of damage observed for these structures is established. An appraisal of the contribution of analytical and numerical modeling of the soil-pipe system to a better understanding of the failure mechanisms involved is presented. Taking into account that large uncertainties affect the parameters conditioning the behavior of these structures, a simplified reliability approach is proposed to evaluate their safety. This type of analysis is useful to identify design parameters that have the largest influence on the reliability of the system.

NOTATIONS

AL	: somme des charges des roues d'un convoi de type B_c sur un même axe.
B	: largeur de la tranchée.
COV(.,.)	: covariancé entre deux variables aléatoires.
D	: diamètre extérieur de la conduite.
d	: diamètre intérieur de la conduite.
e	: épaisseur de la paroi de la conduite.
E_c	: module d'élasticité de la conduite.
E_s	: module d'élasticité du sol environnant.
E_{lit}	: module d'élasticité du lit de pose.
E_{enr}	: module d'élasticité de l'enrobage.
E_r	: module d'élasticité du remblai.
E_b	: module d'élasticité de la zone de bourrage.
E'	: module de réaction du sol.
G_i	: fonction de performance.
H	: hauteur de recouvrement.
K	: coefficient de réaction du sol.
K'	: rapport entre la poussée latérale et la pression verticale.
K_0	: facteur de charge dépendant de la hauteur de remblai.
L	: longueur d'un élément de conduite.
LL	: charge équivalente.
M	: moment fléchissant dans la conduite.
m_i	: moyenne de la variable aléatoire X_i .
N	: effort normal dans la conduite.
Ov_{adm}	: ovalisation admissible de la conduite.
P	: charge verticale concentrée sur la conduite.
p	: pression sur un plan horizontal du remblai de la tranchée.
p_v	: pression verticale au-dessus de la conduite.
p_h	: pression latérale sur la conduite.
X_i	: variable aléatoire i .
β_i	: indice de fiabilité.
Δx	: déflexion horizontale de la conduite.
Δy	: déflexion verticale de la conduite.
γ	: poids spécifique du remblai.
μ	: $tg\phi$, coefficient de frottement interne du remblai.
μ'	: $tg\phi'$, coefficient de frottement sur la paroi de la tranchée.
σ_c^c	: limite d'élasticité en compression du matériau de la conduite.
σ_c^t	: limite d'élasticité en traction du matériau de la conduite.
σ_i	: écart type de la variable aléatoire X_i .

1

Introduction

L'analyse du comportement des conduites enterrées constitue actuellement un des problèmes les plus délicats posés à l'ingénieur. Ce comportement dépend d'un grand nombre de facteurs mal contrôlés dont il

est difficile de modéliser les effets de façon réaliste. On connaît par exemple l'importance des conditions de pose, des conditions géotechniques locales, des surcharges accidentelles. Ces éléments sont, dans une certaine mesure, aléatoires. Il est pourtant courant d'analyser les conduites au moyen de modèles déterministes basés sur des hypothèses simplificatrices (chargement symétrique, sol représenté de façon idéalisé) dont la valeur peut souvent être mise en doute. Il semble donc qu'il ait manqué aux multiples études théoriques et pratiques sur ce thème un cadre de référence général qui permette de confronter les modélisations et la réalité, et d'avancer effectivement dans la recherche d'une meilleure sécurité. Il est tentant pour définir ce cadre, d'avoir recours à l'approche fiabiliste qui s'avère utile pour déterminer les éléments (facteurs de robustesse) susceptibles de réduire, à moindre coût, les probabilités de désordres pour ce type d'ouvrage dans un contexte qui restera toujours incertain.

Nous présentons dans cet article une approche fiabiliste du comportement des conduites enterrées. Nous tentons en effet de faire le point sur la question en adoptant une vision globale et en recherchant le lien entre les désordres constatés sur les conduites d'assainissement et leur comportement mécanique. L'accent est donc mis sur les différentes études pathologiques et les enseignements qu'elles peuvent nous apporter. Bien qu'elles soient très utiles, ces études rencontrent rapidement leurs limites car elles nécessitent de nombreuses données dont on dispose rarement. Ce déficit est alors comblé par la modélisation du comportement du système sol-conduite. Sur la base des résultats des études pathologiques, la modélisation est orientée de sorte à couvrir la majorité des effets constatés. Ces effets sont étudiés en fonction de facteurs qui peuvent être accidentels, comme la présence de vides ou de points durs sous la conduite. Nous insistons sur leur prise en compte aussi bien en comportement transversal qu'en comportement axial de la conduite.

Nous introduisons par la suite, le concept de fiabilité et sa quantification au moyen des méthodes de premier ordre. Ces méthodes sont d'utilisation simple et permettent d'évaluer le « poids » de chaque paramètre du système sol-conduite sur la sécurité de ce dernier dans un contexte aléatoire. On s'intéresse dans cette approche à montrer l'effet des « paramètres de contrôle », paramètres de conception et de dimensionnement, sur la fiabilité de l'ouvrage dans des conditions de pose plus réalistes.

2

Pathologie des canalisations enterrées

2.1

État actuel des réseaux d'assainissement en France

Dans le domaine de la pathologie des conduites enterrées en général, et des conduites d'assainissement en particulier, le volume des travaux est assez restreint et présente un caractère disparate. Ceci témoigne, d'une part, d'une faiblesse du nombre de diagnostics réalisés actuellement et, d'autre part, de l'absence d'exploitation centralisée, rendant difficile toute analyse statistique.

En France, les rares études consacrées au recensement des réseaux d'assainissement, permettent de tirer des informations sur les principales caractéristiques du patrimoine français. Ainsi, le linéaire national est estimé à environ 160 000 km, branchements particuliers non compris ; 60 à 75 % des réseaux existants sont du type séparatif ; 70 à 75 % des réseaux recensés sont non visitables. Les matériaux les plus utilisés pour la construction des réseaux d'assainissement sont le béton et l'amiante ciment qui représentent 70 % du linéaire. Le grès est crédité de 10 % environ, tandis que la fonte et le PVC ne totalisent que quelques pour cent. Plus de 30 % du patrimoine a plus de 50 ans ; 8 % du linéaire total, soit 8 000 km de canalisations non visitables et 4 300 km de canalisations visitables, nécessitent une réhabilitation (Schwarze, 1994 ; Degas, 1986). Ce dernier point montre l'ampleur des dégradations du patrimoine français. Les conséquences se font immédiatement sentir : de plus en plus, des symptômes de dégradation de la qualité des fleuves et des rivières qui traversent les grandes villes et qui constituent le principal milieu récepteur pour les rejets des zones urbaines, apparaissent. L'impact économique est aussi important : les collectivités en France consacrent chaque année 13 milliards de francs pour les systèmes d'assainissement. Il faut noter que la situation n'est guère meilleure dans les pays voisins (Aflak, 1994).

2.2

Bilan des désordres les plus courants

Un désordre est une particularité physique et/ou fonctionnelle de l'ouvrage, affectant ou susceptible d'affecter à terme la structure et/ou le fonctionnement du réseau. Les désordres sont de ce fait classés suivant deux catégories :

- les désordres de service ou de fonctionnement. On trouve dans cette catégorie les infiltrations et les exfiltrations d'effluents, les dépôts de matières solides, les contre-pentes, les déboîtements et les décalages au niveau des joints ;
- les désordres structuraux tels que les fissures, les cassures, les ovalisations et les effondrements.

Sur la fréquence de ces désordres, les résultats de différentes études pathologiques ne semblent pas toujours concorder. Cela n'est pas surprenant, puisque ces études se basent sur des données régionales, donc différentes d'une étude à une autre, et souvent incomplètes. Malgré les disparités qu'on a pu observer, il ressort que les défauts de type déboîtement et décalage au niveau des joints sont les plus fréquents, suivis des fissures, longitudinales ou transversales, et des cassures. En effet, Lester et Farrar (1979) relèvent un taux de 58 % de joints décalés ou déboîtés sur l'ensemble des désordres observés. De même, Le Barbanhan et Besanval (1986) constatent que le déboîtement et le décalage au niveau des joints constituent les défauts les plus courants avec un taux d'environ 40 %. Goulter et Kazemi (1989), analysant les dégradations du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Winnipeg au Canada, remarquent, eux aussi, que les défauts des joints et les fissures sont parmi les désordres les plus courants avec des taux de 30 % et 24 % respectivement. Nous avons, de notre côté, pu confirmer ce résultat suite à une étude pathologique menée sur un linéaire d'environ 100 km du réseau d'assainissement

de la communauté urbaine du Grand Nancy en France (Benmansour et Pilloy, 1996). En effet, les problèmes de déboîtement et de décalage au niveau des joints des canalisations représentent à eux seuls 30 % du pourcentage total des défauts. Les fissures représentent environ 20 %.

Lorsqu'ils ne peuvent être attribués à une mauvaise qualité de pose de la conduite, les problèmes de déboîtement et de décalage au niveau des joints sont souvent dus à un effet de flexion longitudinale de la canalisation, dont les causes sont multiples. Il en est de même pour la fissuration transversale. La fissuration longitudinale est, quant à elle, due à un effet d'écrasement ou de flexion transversale. Nous avons remarqué, en effet, que les fissures longitudinales étaient réparties aux quatre sommets de la conduite : clef de voûte, radier, reins droit et gauche. Nous avons constaté, par ailleurs, que le type de fissuration (longitudinale ou transversale) traduit un comportement bien particulier de la conduite, qui dépend des dimensions de celle-ci. A ce propos, la figure 1 montre, pour le cas de conduites en béton et béton armé, la relation entre le type de fissure et le paramètre L/D, L étant la longueur d'un élément de conduite et D son diamètre. Il est intéressant de remarquer que pour les fortes valeurs de L/D, on observe une tendance nette à la diminution du nombre de fissures longitudinales. Le comportement de la conduite est du type « poutre ». Inversement, le nombre de fissures transversales augmente avec ce rapport. Le comportement de la conduite dans ce cas est du type « anneau » (Benmansour et Pilloy, 1996 ; Benmansour *et al.*, 1997).

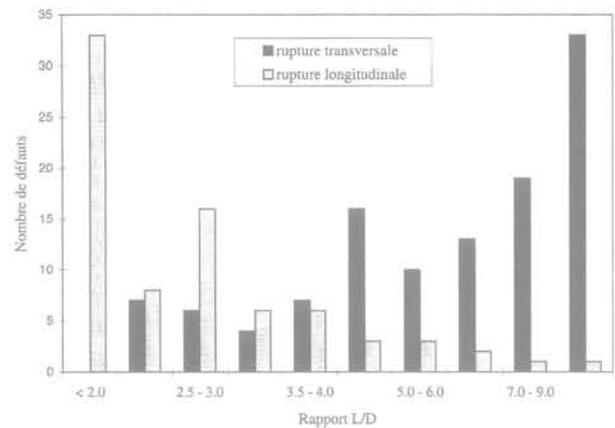


FIG. 1 Influence du paramètre L/D sur le type de fissuration. Cas du béton.
Influence of L/D parameter on the type of cracking. Case of concrete.

Les causes induisant des effets de flexion de la canalisation sont multiples. Les mouvements du sol encaissant sont les plus courants. En effet, les mécanismes géotechniques (tassements différentiels le long de la canalisation, discontinuités dans le sol, glissements de terrains...) combinés aux surcharges exceptionnelles de surface, sont à l'origine de bien des dégradations structurelles. La figure 2 montre à cet effet, l'influence de la profondeur de pose sur le taux des dégradations. Pour les conduites « superficielles » (profondeur < 1,5 m) le nombre de défauts est beaucoup plus élevé, probablement du fait des contraintes exceptionnelles en surface. Il est de l'ordre de quatre fois supérieur à la moyenne, toutes profondeurs confondues.

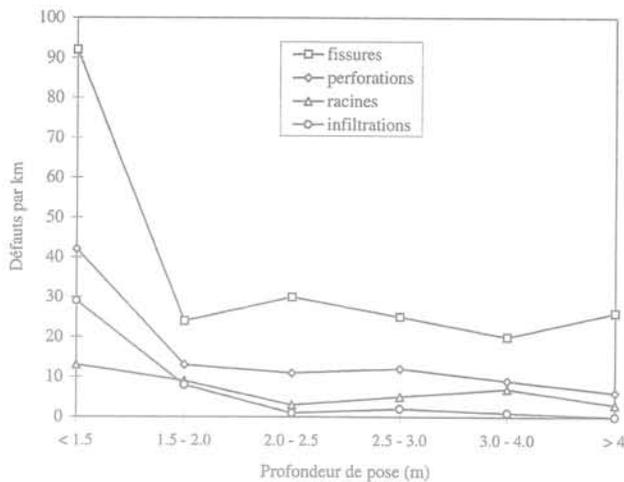


FIG. 2 Influence de la profondeur de pose sur les désordres.
Influence of depth of trench on damage.

D'autres causes peuvent être citées, notamment la corrosion et les erreurs ou les insuffisances dans la conception. Ce dernier point mérite qu'on y prête attention. En effet, les règlements actuels, français, allemand ou américain, de vérification de la sécurité des conduites d'assainissement négligent le comportement axial et considèrent un comportement en déformation plane de ces ouvrages. Or, les études pathologiques citées plus haut montrent l'importance des désordres, en l'occurrence les ruptures circulaires, traduisant ce genre de comportement (Benmansour *et al.*, 1997).

Bien qu'elles soient très utiles, on se rend compte assez rapidement des limites des études pathologiques. Elles nécessitent en effet, de nombreuses données dont nous disposons rarement, et qui revêtent souvent un caractère fortement aléatoire. Ce déficit peut être alors comblé par la modélisation du comportement du système sol-conduite. Sur la base des résultats des études pathologiques, la modélisation peut être orientée de sorte à couvrir la majorité des effets constatés.

3

Modélisation du comportement mécanique des conduites enterrées

3.1

Étude bibliographique des modèles de comportement des conduites enterrées

La modélisation du comportement des conduites enterrées a été traitée dans la littérature suivant deux axes distincts : le comportement transversal et le comportement axial. Ce dernier n'a suscité que peu d'intérêt. En effet, la plupart des auteurs considèrent un comportement de la conduite enterrée en déformation plane, ce qui n'est pas toujours réaliste.

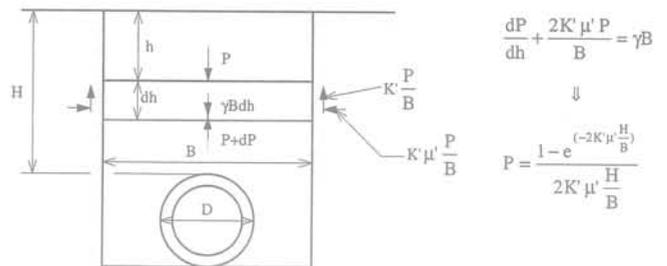


FIG. 3 Principe de calcul du modèle de Marston.
Principle of Marston's model.

3.1.1

Comportement transversal

Pour ce qui concerne le comportement transversal, le modèle de Marston-Spangler est le plus ancien et constitue la base de la plupart des règlements actuels. En utilisant la théorie des silos et en considérant la tranchée comme un silo dont l'une des dimensions est infinie, Marston (1927) propose une méthode de calcul de la charge verticale supportée par la conduite. Cette charge correspond au poids des terres et, éventuellement, des surcharges de surface, diminué des forces de frottement le long des parois de la tranchée (Fig. 3). Cette charge est ensuite comparée à la résistance caractéristique de la conduite. Dans son approche, Marston ne s'intéresse qu'à la charge verticale concentrée au-dessus de la conduite. Ceci laisse supposer que le modèle n'est valable que dans le cas des conduites rigides. Par la suite, Spangler (1941) a généralisé le modèle de Marston aux conduites flexibles en considérant une distribution des contraintes autour de la conduite comme le montre la figure 4. Les pressions verticales sont distribuées le long du diamètre de la conduite et les pressions horizontales sur un arc de 100°. L'intensité de la pression horizontale est supposée proportionnelle à l'ovalisation horizontale. Le rapport des deux pressions verticale et horizontale dépend du degré de compacité du sol d'enrobage.

Par ailleurs, la méthode des éléments finis reste la plus efficace pour l'analyse de l'interaction sol-structure. Elle permet, notamment dans notre cas, de modéliser le contact entre la conduite et le sol (Valliappan *et al.*, 1976), de prendre en compte le phasage de construction de la tranchée (Nath, 1977 ; Selig *et al.*, 1982 ; Jeyapalan et Bolden, 1986 ; Selig et Packard, 1987) ou encore de considérer le comportement linéaire ou non-linéaire du sol et de la conduite (Nayak *et al.*, 1977 ; Valliappan *et al.*, 1976 ; Nath, 1977 ; Krizek et McQuade, 1978 ; Duncan, 1979 ; Selig *et al.*, 1982). Ce dernier point est crucial. Il n'a cependant fait l'objet que d'un intérêt secondaire. L'utilisation de la méthode des éléments finis nécessite l'introduction de lois de comportement du sol et de la conduite. Si pour le matériau de la conduite, le comportement est relativement connu, il n'en est pas de même pour le matériau du remblai de la tranchée. En effet, sauf dans le cas d'études spécifiques où l'on dispose des résultats d'essais au laboratoire permettant de caractériser le comportement du matériau, il est difficile de choisir le modèle de comportement du sol de la tranchée. Même si un tel choix est fait, les paramètres du modèle sont souvent difficiles à déter-

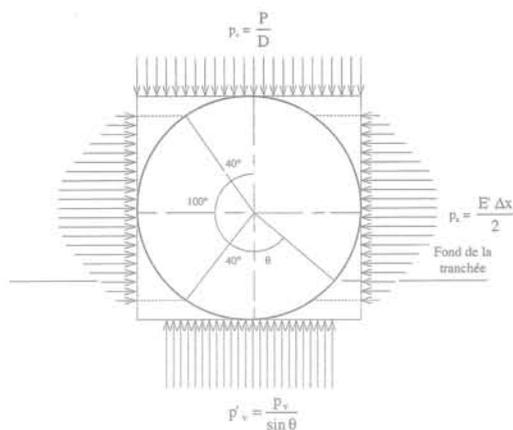


FIG. 4 Distribution des pressions autour d'une conduite flexible selon la méthode de Marston-Spangler.
Distribution of soil stresses around a flexible pipe according to the Marston-Spangler method.

miner. La loi hyperbolique de Duncan (Duncan et Chang, 1970) semble être la loi de comportement du remblai la plus utilisée dans l'analyse par éléments finis du système sol-conduite. Elle a fait l'objet de quelques comparaisons avec l'expérience et a donné des résultats satisfaisants (Duncan, 1979). De plus, dans une étude antérieure, nous avons pu confronter les résultats d'essais expérimentaux et ceux obtenus par une modélisation aux éléments finis en deux dimensions (Benmansour *et al.*, 1995). Dans une tranchée expérimentale, où l'on a disposé des tuyaux de différentes natures (béton armé, fonte, amiante-ciment, PVC) et de différents diamètres (250, 600 mm), on a mesuré les pressions autour de la conduite et les ovalisations de celle-ci. Nous avons alors comparé ces résultats à ceux donnés par la modélisation. Trois lois de comportement du matériau de remblai ont été considérées : loi élastique linéaire, loi élastique linéaire associée au critère de Mohr-Coulomb et loi de Cam-Clay. Nous avons trouvé que la loi élastique linéaire donnait des résultats très satisfaisants. Il semble donc que le comportement du remblai de la tranchée reste, dans bien des cas, dans le domaine élastique, ce que l'on peut attribuer à la forte préconsolidation des sols compactés. Ce comportement est plus sensible aux variations des propriétés du sol, et par conséquent aux variations des paramètres de la loi de comportement, qu'à la forme de celle-ci.

Notons enfin que l'une des difficultés majeures du modèle en comportement transversal est la prise compte des surcharges superficielles. En effet, il est difficile, dans l'hypothèse de la déformation plane, de prendre en compte les surcharges superficielles et, notamment, celles dues aux véhicules. Nous avons choisi dans cette étude de remplacer la charge d'un véhicule par une charge équivalente en deux dimensions, comme cela a été proposé par de nombreux auteurs. Duncan et Drawsky (1983), se basant sur la théorie de Boussinesq, suggèrent que la charge équivalente en déformation plane est celle qui produirait la même contrainte verticale sur la conduite que celle produite par un chargement de véhicule en trois dimensions. Ils proposent la formule suivante :

$$LL = \frac{AL}{K_0}$$

LL : charge équivalente ;

AL : somme des charges des roues sur un même axe ;

K_0 : facteur de charge dépendant de la hauteur de remblai.

Seed et Raines (1988) font remarquer que cette formule est conservatrice. De nouvelles méthodes, plus rigoureuses, basées sur un couplage entre la méthode des éléments finis et les transformées de Fourier ont été proposées récemment (Fernando *et al.*, 1996). Nous avons choisi d'utiliser la méthode de Duncan et Drawsky (1983) pour sa facilité de mise en œuvre.

3.1.2

Comportement axial

Pour le comportement axial de la conduite, le modèle le plus utilisé dans le domaine des fondations, est celui de la poutre sur appui élastique continu. Ce modèle considère que la poutre (conduite), dans le sens longitudinal, est continue et élastique. Le sol supportant l'ouvrage est aussi considéré élastique linéaire. Sous le chargement, la poutre (conduite) fléchit et se déforme suivant une courbe en cloche. On suppose alors que la réaction du sol, ou pression de contact, est proportionnelle à la flèche de la conduite suivant la formule de Terzaghi (Fig. 5). En appliquant les équations de base de la résistance des matériaux, on obtient l'équation différentielle du 4^e ordre de la ligne élastique de la conduite, dont la résolution donne l'effort tranchant et le moment fléchissant en chaque section de la structure.

Le comportement axial des conduites enterrées n'a fait l'objet que de peu d'études. On a souvent considéré des conditions de pose optimales assurant un comportement en déformation plane de la conduite. Or l'expérience montre que ces conditions optimales sont loin d'être toujours respectées dans la réalité. En effet, suite à des mécanismes géotechniques (tassements différentiels, dégradations du lit de pose...), la conduite, d'une structure initialement sur appui continu, devient une structure sur appuis espacés. Afin de tenir compte de ces éventuelles discontinuités (vides sous la conduite, tassements locaux, joints de la conduite...), certains auteurs ont introduit les méthodes numériques (éléments finis, couplage éléments finis-équations intégrales) pour étudier le comportement de l'ouvrage dans ces conditions (Selvadurai, 1985, 1991 ; Selvadurai et Pang, 1988 ; Selvadurai *et al.*, 1990 ; Jayapalan et Abdel-Magid, 1987). Ces études ont surtout montré l'importance de la prise en compte du comportement axial de la conduite dans des conditions de service plus réalistes.

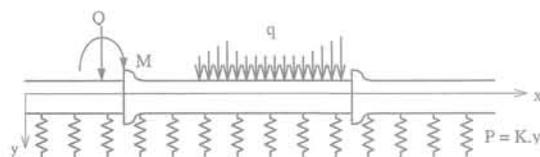


FIG. 5 Modèle de la poutre sur appui élastique continu.
Model of the beam on continuous elastic support.

Modélisation du comportement transversal et axial de la conduite

Suite aux constatations pathologiques, nous nous sommes intéressés aux causes éventuelles qui peuvent conduire à un comportement limite en flexion transversale ou longitudinale de la conduite. Ce sont essentiellement les conditions de pose de la canalisation, les surcharges excessives de surface, les discontinuités dans le sol, les vides et les points durs sous la conduite, etc.

Dans un souci de simplification, nous avons divisé le problème en considérant, d'une part, le comportement transversal et, d'autre part, le comportement axial. Le comportement transversal de la conduite a été modélisé à l'aide du logiciel CESAR, du Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC), qui est un progiciel général de calcul par la méthode des éléments finis adapté aux problèmes de génie civil. Le comportement axial a été modélisé à l'aide du logiciel RIDO (Fages et Bouyat, 1971) basé sur la méthode du coefficient de réaction. Il est particulièrement adapté aux structures linéaires, telles que les pieux ou les conduites. La figure 6 présente un exemple de maillage des deux modèles utilisés.

Nous nous limitons dans ce qui suit à la présentation des résultats de deux cas montrant l'influence :

- des conditions de pose sur le comportement transversal de la conduite ;
- de la présence d'une discontinuité dans le sol le long de la canalisation sur le comportement axial.

• Cas 1

Le premier cas correspond à une conduite en béton armé de 2 m de diamètre (D2000 BA) dans une tranchée de 2,5 m de largeur et avec une hauteur de recouvrement de 4 m. La conduite est soumise, en plus des charges des terres, aux surcharges de véhicule de type convoi B_c (chargement considéré dans le règlement français et correspondant au croisement de deux camions de 30 tonnes). On admet que la conduite se trouve dans des conditions de pose médiocres et que la compacité du lit de pose à proximité des hanches de la conduite est faible (module de la zone de bourrage E_b), suite, par exemple, à une mauvaise mise en place ou à un entraînement hydrodynamique des fines. La figure 7 montre la distribution du moment fléchissant autour de la conduite. On considère une adhérence parfaite entre le sol et la conduite. Le calcul est fait en élasticité linéaire.

Nous constatons que le moment fléchissant au niveau du radier de la canalisation est très sensible à la compacité de la zone de bourrage. Il augmente d'environ 85 % par rapport au cas homogène (conditions de pose optimales). La diminution de la compacité d'une partie du lit de pose provoque une amplification de l'effet d'écrasement de la conduite. Ceci fait augmenter les efforts dans la conduite, notamment au niveau du radier. Cela montre l'importance de la zone de bourrage et le rôle qu'elle peut jouer dans la dégradation de la conduite.

• Cas 2

Dans le second cas nous considérons un tronçon de canalisation entre deux regards de visite long de 30 m

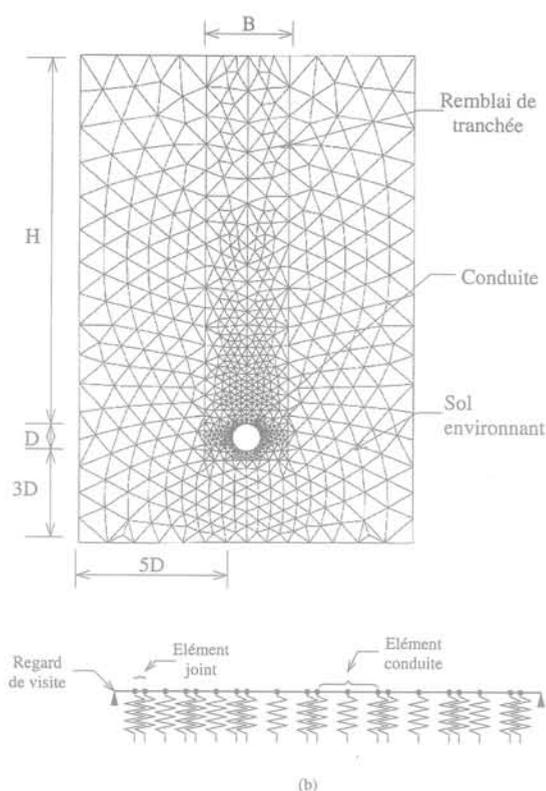


FIG. 6 Maillage du système sol-conduite.
Mesh of the soil-pipe system.

constitué d'éléments de conduite en béton armé de 300 mm de diamètre et de 3 m de longueur. Les regards de visite sont modélisés par des appuis simples qui traduisent la souplesse de la canalisation à ces endroits. Le tronçon traverse un sol dont les caractéristiques de déformation (module du sol) changent brutalement. La figure 8 montre la variation du moment fléchissant maximal, rapporté à celui d'un sol sans discontinuité (M_{max} : moment maximal dans le cas du sol non homogène ; M_{hmax} : moment maximal dans le cas d'un sol homogène), en fonction du rapport des modules des deux sols rencontrés.

Le moment maximal se trouve à l'interface des deux sols. Nous remarquons qu'une discontinuité dans le sol le long de la conduite provoque une augmentation considérable du moment, notamment pour les faibles valeurs du rapport E_{s2}/E_{s1} . Ainsi pour des sols très différents ($E_{s2}/E_{s1} = 0.1$), le moment maximal est de 14 (tuyaux sans joints) à 18 fois (tuyaux avec joints) supérieur à celui du cas d'un sol homogène ($E_{s2}/E_{s1} = 1$). Nous constatons par ailleurs que pour $E_{s2}/E_{s1} = 0.5$ la discontinuité dans le sol se fait réellement sentir.

Hormis ces deux applications, nous avons étudié l'effet d'un ensemble de facteurs d'environnement et de dimensionnement du système sol-conduite sur le comportement de cette dernière. Cette étude paramétrique nous a permis, d'une part, de confirmer les résultats de l'étude pathologique (comportement en flexion transversale et longitudinale, influence de la profondeur de pose, influence de l'élanement L/D) et, d'autre part, de justifier l'utilisation des modèles présentés dans l'analyse de fiabilité (Benmansour, 1996).

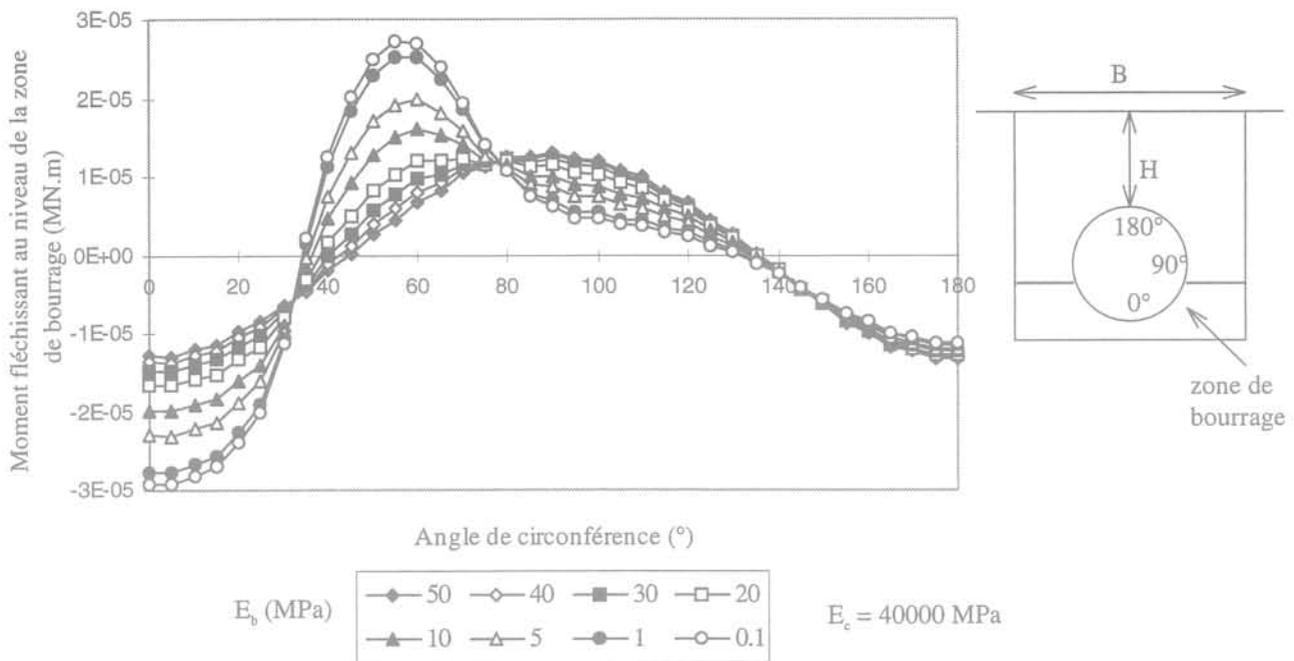


FIG. 7 Moment fléchissant autour de la conduite. Cas d'un D2000 BA.
Bending moment diagram around the pipe. Case of D2000 BA.

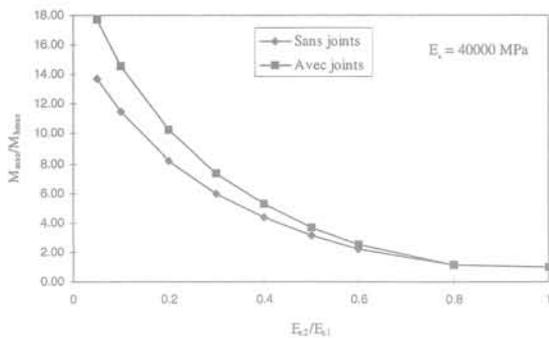


FIG. 8 Variation du moment fléchissant maximal relatif en fonction du rapport E_{s2}/E_{s1} .
Variation of maximal bending moment with ratio E_{s2}/E_{s1} .

4

Analyse de fiabilité

4.1

Introduction

Les nombreuses variables qui affectent le comportement des conduites enterrées sont le plus souvent difficiles à évaluer au niveau du projet. Ceci est particulièrement vrai pour les paramètres géotechniques des matériaux en place, dont les variations naturelles sont souvent imprévisibles, et des matériaux de remblai, sensibles aux conditions de mise en place. Il est donc attrayant d'appliquer à ce problème les techniques de l'analyse de fiabilité en considérant ces quantités

comme des variables aléatoires. Une analyse de ce type permet, en effet, d'évaluer la sécurité de l'ouvrage en tenant compte du poids respectif de l'incertitude qui affecte chacune des variables. Elle permet surtout de comparer les probabilités de ruine associées à diverses options et de définir les paramètres de dimensionnement sur lesquels il est possible de jouer pour arriver à des solutions robustes, peu sensibles aux incertitudes.

Les conduites enterrées sont des systèmes complexes, dont les caractéristiques évoluent avec le temps. Une analyse rigoureuse de fiabilité pose donc des problèmes délicats, pour l'instant sans doute insurmontables. On peut, toutefois, dans un premier temps limiter l'analyse à certains composants du système : une section transversale typique de la conduite pour le comportement transversal et un tronçon typique pour le comportement axial. Cette analyse peut, par ailleurs, se faire dans un cadre similaire à celui des analyses déterministes habituelles. Le temps n'intervient alors qu'au travers du concept de vie utile de l'ouvrage. Les sollicitations externes considérées sont les plus défavorables prévues durant cette période et on admet que les propriétés mécaniques considérées (et l'incertitude qui les affecte) restent constantes durant cette même période.

4.2

Principe du calcul de fiabilité

Le principe de calcul de fiabilité, tel qu'il a été utilisé dans cette étude, est schématisé sur la figure 9.

Le système sol-conduite est défini par ses variables déterministes et aléatoires. Les deux modèles de comportement servent à déterminer les valeurs des efforts internes dans chaque section de la conduite, en fonction des valeurs prises par les variables aléatoires de base. Ces efforts sont, pour le comportement transver-

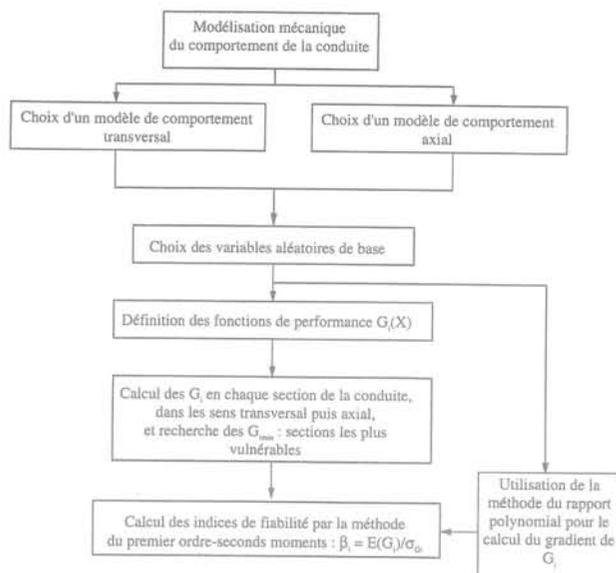


FIG. 9 Principe du calcul de fiabilité.
Principle of reliability calculation.

sal, le moment fléchissant M , l'effort normal N et l'effort tranchant T . Pour le comportement axial, ce sont, le moment fléchissant M et l'effort tranchant T . Les fonctions de performance G_i sont alors exprimées en terme de ces efforts. Nous recherchons la section la plus vulnérable qui donne la valeur de G_i minimale. Cette section correspond à l'indice de fiabilité β_1 le plus faible. On procède alors au calcul de l'indice de fiabilité β_1 par la méthode du premier ordre-secondes moments.

4.3

Définition du système et de ses variables

Le système sol-conduite est schématisé sur la figure 10 :

Le système représente un tronçon de canalisation d'environ 30 m de longueur entre deux regards de visite. Les deux éléments du système sont le sol et la conduite. Le sol est composé du sol existant ou environnant et du sol de la tranchée, constitué du lit de pose, de l'enrobage et du remblai. Chacun de ces sols est caractérisé par ses propriétés physiques et mécaniques. La conduite est caractérisée par ses dimensions, sa nature et ses propriétés mécaniques et physiques. L'ensemble du système peut être soumis à des sollicitations externes telles que les surcharges de surface statiques ou dynamiques.

Les variables du système sont de deux types : les variables déterministes, ce sont toutes les dimensions du système (hauteur de recouvrement, largeur de tranchée, diamètre de la conduite, longueur de la conduite...) et les variables aléatoires, ce sont les propriétés des sols et de la conduite, notamment les modules des sols et les résistances à la traction et à la compression du matériau de la conduite.

Il est nécessaire d'associer aux variables aléatoires une moyenne et un coefficient de variation. Dans notre approche nous considérons que les moyennes des variables aléatoires reflètent le niveau de qualité

attendu, et les coefficients de variation cherchent à couvrir les différences possibles entre les valeurs des paramètres estimées ou souhaitées et les valeurs réelles, du fait de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol naturel, des matériaux de construction disponibles, de la qualification de l'entreprise, du contrôle de qualité mis en place, des conditions climatiques durant la construction, etc. Les valeurs retenues seront finalement le reflet, souvent subjectif, de l'expérience de celui ou de ceux qui réalisent l'analyse de fiabilité dans un contexte donné. On pourrait souligner, à juste titre, que les résultats d'une analyse de fiabilité peuvent ainsi varier d'un analyste à un autre. Cela est vrai, mais, à même niveau de compétence technique, on peut s'attendre à ce que les grandes tendances des résultats de l'analyse restent les mêmes.

Les valeurs retenues pour les coefficients de variation sont indiquées dans le tableau suivant :

avec

E_s : module du sol environnant ;

E_{lit} : module du lit de pose ;

E_{enr} : module de l'enrobage ;

E_r : module du remblai ;

σ_e^c, σ_e^t : limites d'élasticité en compression et en traction respectivement, du matériau de la conduite ;

Ov_{adm} : ovalisation admissible de la conduite ;

K : coefficient de réaction du sol.

4.4

Définition des fonctions de performance

La fonction de performance G , ou fonction d'état limite, est une fonction des variables aléatoires X_i qui permet de séparer la zone de sécurité du système de sa zone de ruine, de telle sorte que :

$G(X) > 0$ correspond à l'état de sécurité du système ;

$G(X) = 0$ correspond à l'état limite du système ;

$G(X) < 0$ correspond à l'état de ruine du système.

Pour un système sol-conduite présentant plusieurs types de désordres, ou d'états limites, nous pouvons définir plusieurs fonctions de performance. Cependant, nous avons constaté lors de l'étude pathologique que les effets (fissures longitudinales, fissures circulaires, déboitements) dus aux comportements en flexion transversale et en flexion longitudinale de la conduite étaient les plus fréquents (Benmansour, 1996). C'est par rapport à ces effets que nous avons défini nos fonctions de performance.

TABLEAU I Coefficients de variation des variables aléatoires du système.

Coefficients of variation of random variables of the system.

Variables aléatoires	CV
$E_s, E_{lit}, E_{enr}, E_r$	0,4
σ_e^c, σ_e^t	0,25
K	0,4

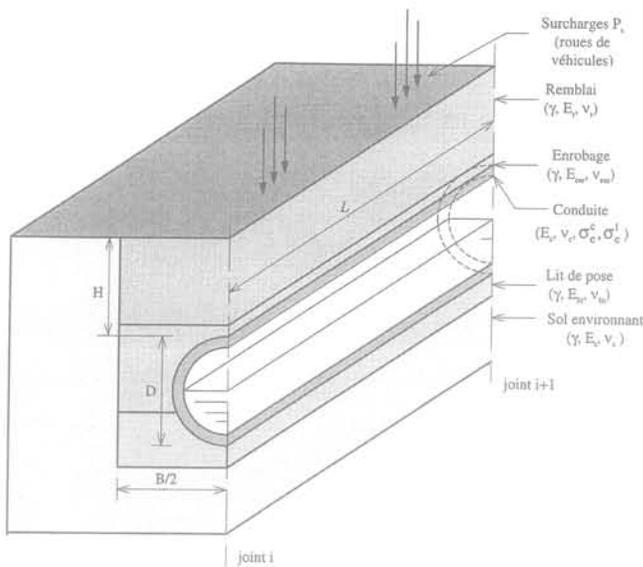


FIG. 10 Système sol-conduite.
Soil-pipe system.

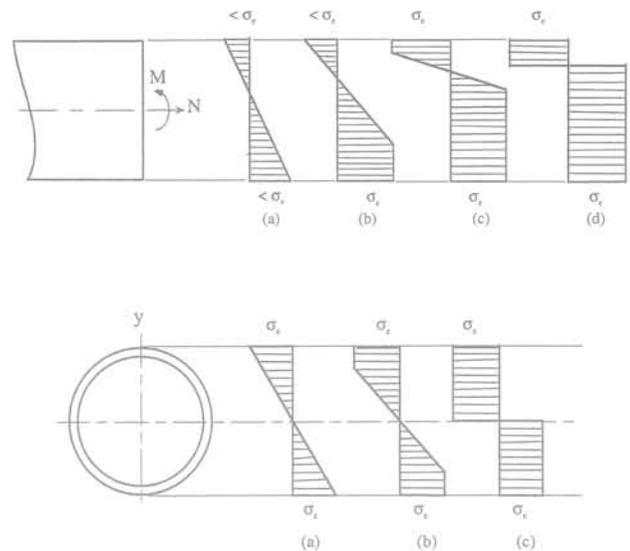


FIG. 11 Plastification (a) de la paroi et (b) de la section de la conduite.
Yield of (a) the wall and (b) the section of the pipe.

En comportement transversal, nous avons considéré un comportement élastique parfaitement plastique du matériau de la paroi de la conduite soumise au moment fléchissant et à l'effort normal (Fig. 11.a). Les équations d'équilibre des forces de la paroi de la conduite totalement plastifiée conduit à la première fonction de performance G_1 vis-à-vis de la flexion composée en comportement transversal :

$$G_1 = \left| \frac{2M}{M_{pl}^t + M_{pl}^c} \right| + \left(\frac{N}{N_m} \right)^2 - 2 \frac{|N|}{N_m} \frac{\sigma_e^c - \sigma_e^t}{\sigma_e^c + \sigma_e^t} + \frac{(\sigma_e^c - \sigma_e^t)^2}{(\sigma_e^c + \sigma_e^t)^2} - 1$$

avec

$$M_{pl}^c = \frac{e^2}{4} \sigma_e^c ;$$

$$M_{pl}^t = \frac{e^2}{4} \sigma_e^t ;$$

$$N_m = \frac{\sigma_e^c + \sigma_e^t}{2} e ;$$

σ_e^c : limite d'élasticité en compression ;

σ_e^t : limite d'élasticité en traction ;

e : épaisseur de la paroi de la conduite.

De même, les équations d'équilibre de la section plastifiée de la conduite soumise au moment fléchissant conduit à la deuxième fonction de performance G_2 vis-à-vis de la flexion simple en comportement axial (Fig. 11 b) :

$$G_2 = \frac{(D^3 - d^3)(\sigma_e^c - \sigma_e^t)}{12|M|} - 1$$

4.5

Calcul de fiabilité

Comme nous avons pu le constater, les fonctions de performances sont non-linéaires et sont fonctions implicites des variables aléatoires. Dans ces conditions, il est difficile d'estimer la probabilité de ruine du sys-

tème. On introduit à sa place l'indice de fiabilité dont la définition la plus simple est donnée par Cornell. Cette définition est utilisée dans cette approche et est définie comme suit :

$$\beta = \frac{E[G(X)]}{\sigma_{G(X)}}$$

β : indice de fiabilité ;

$E[G(X)]$: espérance mathématique de $G(X)$;

$\sigma_{G(X)}$: écart type de $G(X)$.

L'estimation de cet indice s'effectue à l'aide d'un programme de calcul basé sur la méthode du premier ordre-seCONDS moments, plus connue sous le nom de méthode des premiers moments. Dans cette méthode, si la fonction G est différentiable par rapport aux variables aléatoires X_i , analytiquement ou numériquement, elle peut être développée en série de Taylor autour de la valeur moyenne du vecteur X . En limitant le développement au premier ordre, on obtient une expression approchée de G , qui permet de déterminer plus simplement les valeurs de l'espérance mathématique et de l'écart type de G (Benjamin et Cornell, 1970). Ainsi, on a :

$$E[G(X)] \approx G(m_1, m_2, \dots, m_n)$$

$$[\sigma_{G(X)}]^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial G(X)}{\partial X_i} \Big|_{(m_1, \dots, m_n)} \frac{\partial G(X)}{\partial X_j} \Big|_{(m_1, \dots, m_n)} \text{COV}(X_i, X_j)$$

m_i : moyenne de la variable aléatoire X_i ;

$\text{COV}(X_i, X_j)$: covariance des deux variables aléatoires X_i et X_j .

G_1 et G_2 étant des fonctions implicites des variables aléatoires de base, le calcul du gradient de G_1 par rapport aux variables aléatoires X_i se fait par la méthode numérique du rapport polynomial.

Nous nous intéressons dans cette approche à la variation des indices de fiabilité β_1 et β_2 , relatifs à G_1 et G_2 , en fonction des différents paramètres du système sol-conduite que nous avons classé dans trois catégories (tableau II) :

TABEAU II Les trois classes de paramètres du système sol-conduite.
The three types of parameters of the soil-pipe system.

Paramètres de contrôle	Paramètres intermédiaires	Paramètres accidentels
Profondeur de pose	Bourrage au niveau des hanches de la conduite	Vides sous la conduite
Largeur de la tranchée	Caractéristiques mécaniques du matériau de remblai	Points durs sous la conduite
Épaisseur de la paroi de la conduite	Caractéristiques mécaniques du matériau de la conduite	Discontinuité du sol le long de la conduite
Élancement L/D	Asymétrie géométrique	Surcharges excessives
Flexibilité des joints		

– les *paramètres de contrôle* sont des paramètres déterministes dont les valeurs et les variations peuvent être facilement contrôlées, telles que les dimensions de la conduite ou de la tranchée. Ceux parmi ces paramètres, dont l'influence sur les indices de fiabilité est grande sont les facteurs de robustesse du système ;

– les *paramètres accidentels* sont des paramètres aléatoires, sur lesquels nous n'avons aucune emprise, tels que les vides sous la conduite, les points durs ou les discontinuités dans le sol ;

– les *paramètres intermédiaires* peuvent constituer des paramètres de contrôle en prenant les mesures nécessaires pour en assurer le suivi, tels que la qualité de bourrage au niveau des hanches de la conduite ou celle du compactage du remblai de la tranchée. Dans le cas contraire, ils deviennent des paramètres accidentels.

L'intérêt d'une telle classification est de constater l'influence des paramètres de contrôle sur la fiabilité du système dans des conditions « normales » de pose et de conception, et d'évaluer leur effet sur la fiabilité du système en présence d'événements accidentels. Afin d'illustrer cette démarche, nous présentons dans ce qui suit deux exemples de variation de l'indice de fiabilité en fonction de certains paramètres de contrôle.

4.6

Résultats numériques

4.6.1

Influence de la profondeur de pose

La figure 12 montre la variation de l'indice de fiabilité β_1 en fonction de la profondeur de pose H pour les cas d'un D300 BA et d'un D800 BA en présence de surcharges de surface.

Nous remarquons que les valeurs de β_1 sont plus faibles dans le cas du D800. En effet, l'étude paramétrique a montré que les efforts sont d'autant plus importants que la rigidité de la paroi de la conduite est plus grande. Par ailleurs, l'indice β_1 augmente avec la profondeur de pose. Cette augmentation est d'environ 30 % pour le D800, lorsque la hauteur de recouvrement passe de 0,8 m à 6 m. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'en présence de surcharges superficielles les efforts diminuent avec la profondeur de pose faisant augmenter la fiabilité de la conduite.

4.6.2

Influence du paramètre d'élancement L/D

La figure 13 montre la variation de l'indice de fiabilité β_2 en fonction de l'élancement de la conduite L/D dans les cas d'un « bon sol », ou sol non-compressible, et celui d'un « mauvais sol », ou sol très compressible.

Nous remarquons une nette différence entre les valeurs de l'indice β_2 correspondant à un « bon sol » et celles correspondant à un « sol médiocre » ; ces dernières étant plus faibles. En effet, l'étude paramétrique a montré que les efforts internes augmentent considérablement lorsque le module du sol, ou le coefficient de réaction, diminue, entraînant une diminution de la fiabilité de l'ouvrage (Benmansour, 1996).

Nous constatons par ailleurs que la variation de l'indice β_2 avec L/D confirme les résultats des études pathologique et paramétrique. Plus le rapport L/D est élevé, plus fort est le moment fléchissant dans la conduite, plus grande est la probabilité d'apparition de fissures circulaires, et plus faible est donc l'indice de fiabilité. Cependant, comme on pouvait s'y attendre, cette tendance de l'indice β_2 avec L/D est plus marquée dans le cas du « sol médiocre ». Ainsi, dans le cas d'un « sol médiocre », β_2 diminue d'environ 15 % lorsque L/D passe de 1 à 10, tandis que dans le cas d'un « bon

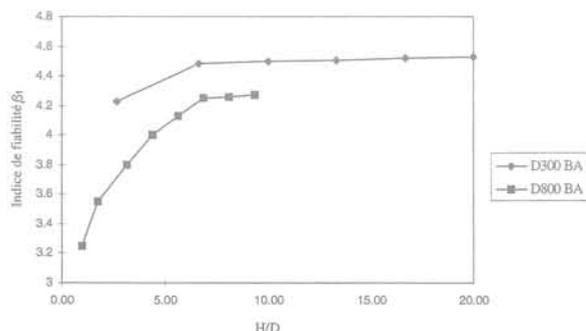


FIG. 12 Variation de l'indice de fiabilité β_1 en fonction de la profondeur de pose. Variation of reliability index β_1 with the trench's depth.

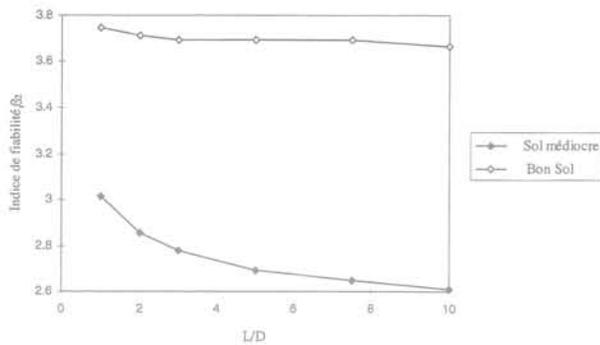


FIG. 13 Variation de l'indice de fiabilité β_2 en fonction du paramètre L/D.
Variation of reliability index β_2 with the parameter L/D.

TABLEAU III Effet de la profondeur de pose.
Effect of depth.

Conditions de pose	β_1
bon bourrage, H + D = 2,8 m	3,98
mauvais bourrage, H + D = 2,8 m	0
mauvais bourrage, H + D = 3,8 m	1,84

TABLEAU IV Effet du paramètre L/D.
Effect of parameter L/D.

Caractéristiques de la conduite	β_2
L = 3 m, L/D = 3	2,52
L = 1 m, L/D = 1	3,37

sol » la diminution n'est que de 4 %. Le paramètre L/D joue donc un rôle, sur la fiabilité de la conduite, d'autant plus important que cette dernière se trouve dans un sol médiocre.

4.6.3

Influence des paramètres de contrôle en présence d'événements accidentels

Pour les deux exemples précédents, nous avons constaté l'influence notable des paramètres de contrôle sur les indices de fiabilité. Nous pouvons mieux apprécier l'influence de ces paramètres en introduisant un événement accidentel. Prenons l'exemple d'une conduite en béton armé de diamètre 2 m (D2000 BA) sous une hauteur de couverture de 0,8 m et une surcharge de type convoi B_1 . Dans les conditions d'une mauvaise qualité de bourrage, nous augmentons la profondeur de pose de 1 m, nous obtenons les résultats du tableau III. L'autre exemple concerne un D1000 BA soumis aux mêmes charges que précédemment et passant d'une zone stable à une zone instable. Nous faisons varier la longueur de l'élément de la conduite, nous obtenons alors les résultats du tableau IV. Nous constatons que, même en présence d'un événement accidentel, les paramètres de contrôle permettent d'améliorer la fiabilité de la conduite. D'autre part, ces résultats nous permettent d'estimer le « risque » pris en pré-

sence d'un événement accidentel lorsque les paramètres du projet sont fixés.

Nous pouvons appliquer ce type de raisonnement en représentant la variation de l'indice de fiabilité en fonction de plusieurs paramètres de contrôle et en présence d'événements accidentels. Les figures 14 et 15 montrent la variation de l'indice de fiabilité β_1 en fonction de deux paramètres de dimensionnement : la hauteur de recouvrement H et la largeur de la tranchée B dans le cas d'une conduite D2000 BA en présence d'un mauvais bourrage au niveau des flans du tuyau. Ces figures présentent les courbes d'isovaleurs et les représentations en surface de β_1 en fonction de H/D et B/D, D étant le diamètre de la conduite :

Ce type de visualisation présente l'intérêt de mettre en évidence les paramètres prépondérants et permet de choisir des combinaisons de paramètres de robustesse conduisant à une fiabilité maximale. Elle nous permet aussi, pour un niveau de fiabilité donné, de fixer les valeurs seuil des paramètres de contrôle.

5

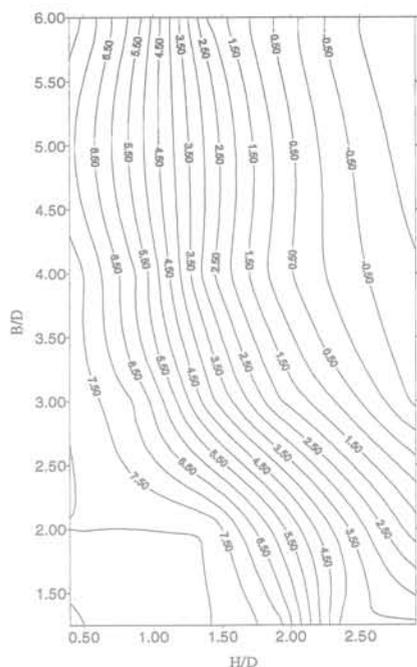
Conclusion

Cet article présente une révision du comportement des conduites enterrées et propose une approche fiabiliste pour l'évaluation de leur sécurité.

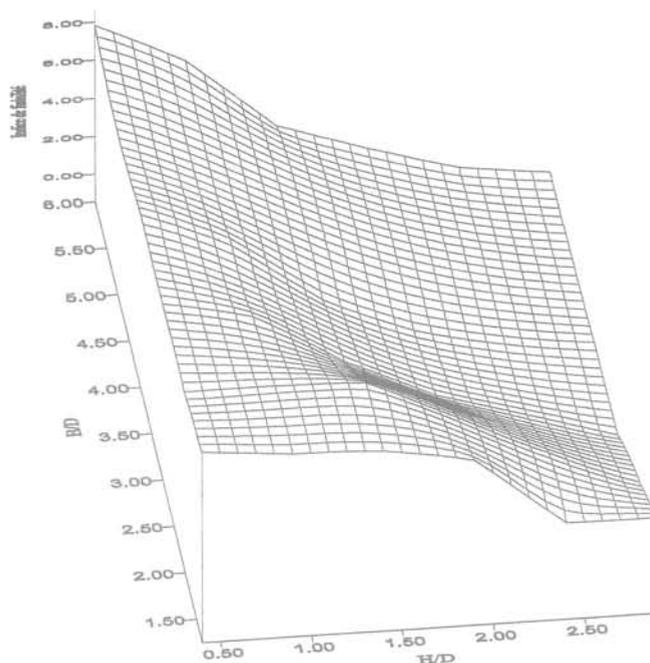
En se basant dans un premier temps sur les résultats de différentes études pathologiques, nous avons pu établir l'état actuel des réseaux d'assainissement et en tirer des informations sur les principales caractéristiques du patrimoine français. Il apparaît ainsi que 8 % du linéaire total, soit 8 000 km de canalisations non visitables et 4 300 km de canalisations visitables, nécessitent une réhabilitation. Ceci montre l'ampleur des dégradations. Les conséquences, tant économiques qu'écologiques, se font de plus en plus sentir.

Sur l'ensemble des défauts constatés, il ressort de ces mêmes études que le déboîtement et le décalage au niveau des joints sont les défauts les plus fréquents, suivis des fissures, longitudinales ou transversales, et des cassures. Ces résultats ont été confirmés par l'étude que nous avons menée sur un linéaire d'environ 100 km du réseau d'assainissement de la communauté urbaine du Grand Nancy. En effet, les problèmes de déboîtement et de décalage représentent 30 % du pourcentage total des défauts. Les fissures représentent 20 % environ. Ces défauts sont souvent dus à des effets de flexion longitudinale, pour les déboîtements et les fissures circulaires, et transversale ou effet d'écrasement, pour les fissures longitudinales. Les causes de ces effets sont multiples et de différentes natures ; les mouvements du sol sont des plus courants. L'une des conséquences importantes de ce constat est la nécessité de la prise en compte du comportement axial des conduites enterrées, souvent négligé par les règles de dimensionnement.

Les données pathologiques étant peu nombreuses et souvent incomplètes, nous avons entrepris la modélisation du système sol-conduite afin de confirmer et de compléter les résultats des études précédentes, d'une part, et de répondre à la démarche de l'approche fiabiliste, d'autre part. Nous avons pris en compte aussi bien le comportement transversal que le comportement axial de la conduite.

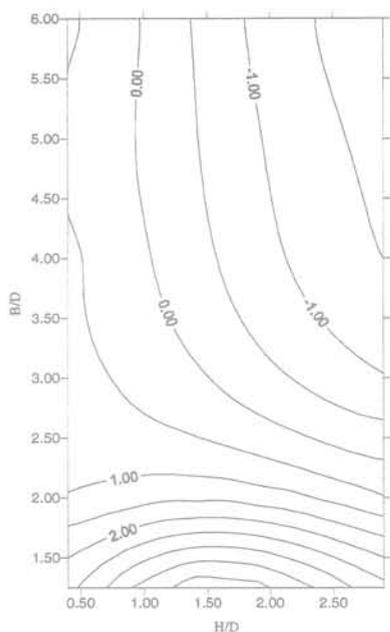


(a) Courbes d'Isovaleurs

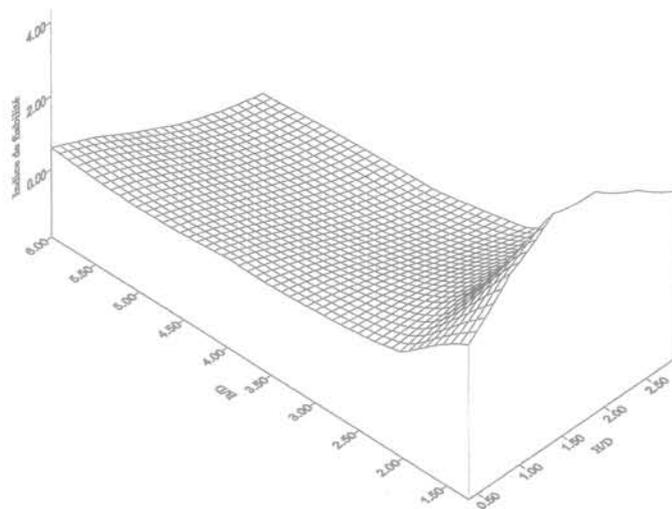


(b) Représentation en surface

FIG. 14 Variation de l'indice de fiabilité β_1 . Cas du D2000 BA sans surcharges.
Variation of reliability index β_1 . Case of D2000 BA without surface loading.



(a) Courbes d'Isovaleurs



(b) Représentation en surface

FIG. 15 Variation de l'indice de fiabilité β_1 . Cas du D2000 BA avec surcharges.
Variation of reliability index β_1 . Case of D2000 BA with surface loading.

Dans la dernière partie de cette étude, nous avons entamé l'analyse de fiabilité. Nous avons défini le système sol-conduite avec ses variables déterministes et aléatoires. Les fonctions de performance ont été définies en prenant en compte les défauts les plus courants. Ainsi, nous avons formulé deux fonctions de performance vis-à-vis de la flexion composée en comporte-

ment transversal G_1 , et de la flexion simple en comportement axial G_2 . Ces deux fonctions de performance nous ont permis d'estimer deux indices de fiabilité. Nous avons choisi d'étudier la sensibilité de ces indices en fonction des différents paramètres du système que nous avons classé dans trois catégories : paramètres de contrôle dont les valeurs et les variations peuvent être

facilement contrôlées et qui peuvent constituer des facteurs de robustesse, telles que les dimensions de la conduite ou de la tranchée, paramètres accidentels sur lesquels nous n'avons aucune emprise, tels que les vides sous la conduite, les points durs ou les discontinuités du sol, et paramètres intermédiaires qui peuvent constituer des paramètres de contrôle en prenant les mesures nécessaires pour en assurer le suivi, tels que la qualité de bourrage au niveau des hanches de la conduite ou le compactage du remblai de la tranchée, et qui dans le cas contraire deviennent des paramètres accidentels.

Nous avons trouvé que la sensibilité de la fiabilité, exprimée par les deux indices β_1 et β_2 , varie de façon nette d'un paramètre à un autre. Les paramètres accidentels sont les plus influents. Les paramètres de contrôle et les paramètres intermédiaires ont, dans cer-

tains cas, une aussi grande influence sur la fiabilité que les paramètres accidentels, mais restent en général moins influents. Ainsi, les dimensions de la tranchée (profondeur de pose et largeur de tranchée), notamment pour les grands diamètres, font varier de manière significative l'indice de fiabilité β_1 . Les caractéristiques de la conduite, quant à elles (élanement $L/D...$), agissent moins sur les variations des indices de fiabilité mais leur influence reste certaine. Nous avons montré à ce propos, qu'en cas d'événements accidentels (mauvais bourrage, passage de la conduite d'une zone non compressible à une zone très compressible), les paramètres de contrôle tels que, la profondeur de pose ou l'élanement L/D , peuvent, s'ils sont choisis judicieusement, améliorer la fiabilité de la conduite et, de ce fait, être considérés comme des facteurs de robustesse du système.

Bibliographie

- Aflak A. – Élaboration d'un cadre méthodologique pour l'aide à la décision en matière de gestion de la maintenance du réseau technique urbain d'assainissement, thèse de docteur-ingénieur, INSA Lyon, 1994, 300 p.
- Benjamin J.R., Cornell C.A. – *Probability, Statistics and Decisions for Civil Engineers*, New York McGraw Hill, 1970, 685 p.
- Benmansour A. – Fiabilité des conduites enterrées, thèse de doctorat de l'INPL. École nationale supérieure de géologie de Nancy, 1996.
- Benmansour A., Abdallah A., Masroufi F., Auvinet G. – Analyse fiabiliste du comportement axial des conduites d'assainissement, *Revue Canadienne de Géotechnique* (à paraître).
- Benmansour A., Pilloy J.-C. – *Étude pathologique de 90 km du réseau d'assainissement nancéien. Nouveaux constats et leurs prise en compte*, 76^e congrès de l'AGHTM, Londres, 28-31 mai 1996, pp. 523-538.
- Benmansour A., Auvinet G., Soubra A.H. – *Validation de lois de comportement des remblais de tranchée dans l'étude des conduites enterrées*, 2^e réunion annuelle GEO 95, 11-15 décembre, 1995, Aussois, 3 p.
- Degas G. – Natures et causes des désordres dans les réseaux d'assainissement. Centre d'études et de recherches de l'industrie du béton manufacturé (CERIB), *Éperon* n° 84, 1986, 13 p.
- Duncan J.M. – Behaviour and design of Long-Span metal culvert, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1979, vol. 105, n° GT3, pp. 399-418.
- Duncan J.M., Drawsky R.H. – *Design procedures for flexible metal culverts structures*. Geotechnical engineering research report UCB/GT/83-02, University of California, Berkeley, 1983.
- Duncan J.M., Chang C.Y. – Non-linear analysis of stress and strain in soils, *Journal of Soils Mechanics and Foundations Engineering Division*, ASCE, 1970, vol. 96, n° SM5, pp. 1629-1653.
- Fages R., Bouyat C. – Modèle mathématique intégrant le comportement irréversible du sol en état élasto-plastique. Exemple d'application. Étude de l'influence des paramètres, *Travaux*, n° 441, décembre 1971, pp. 38-46.
- Fernando N.S.M., Small J.C., Carter J.P. – Elastic analysis of buried structures subject of three-dimensional surface loading, *International Journal for Numerical Methods in Geomechanics*, 1996, vol. 20, pp. 331-349.
- Goulter I.C., Kazemi A. – Analysis of water distribution pipe failure types in Winnipeg, Canada, *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, 1989, vol. 115, pp. 95-111.
- Jeyapalan J.K., Abdel-Magid A.M. – Longitudinal stresses and strains in design of RPM pipes, *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, 1987, vol. 113, pp. 315-331.
- Jeyapalan J.K., Bolden B.A. – Performance and selection of rigid and flexible pipes, *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, 1986, vol. 112, n° 5, pp. 507-524.
- Krizek R.J., McQuade P.V. – Behaviour of buried concrete pipe, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1978, vol. 99, n° GT7, pp. 815-836.
- Le Barbançon G., Besanval G. – Recherche des désordres dans les réseaux d'assainissement des communes rurales en vue de leur réhabilitation, *Génie rural*, février 1982.
- Lester J., Farrar D.M. – *An examination of the defects observed in six kilometers of sewers*, Transport and Road Research Laboratory, Supplementary report SR, Crowthorne, 1979, 28 p.
- Marston A. – Recent research relative to culvert pipe, *Public Roads*, 1927, vol. 7, pp. 226-229.
- Nath P. – *Finite element analysis of a large diameter buried steel pipeline*, Transport and Road Research Laboratory (TRRL), Report 778, Crowthorne, Berkshire, England, 1977, 20 p.
- Nayak G.C., Prakash S., Gupta R. – *Finite element analysis of ditch conduits*, International Symposium on Soil Structure Interaction, Roorkee, India, 1977, pp. 51-59.
- Schwarze C. – Techniques d'auscultation de l'environnement proche des canalisations d'assainissement, thèse de docteur-ingénieur, École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1994, 150 p.
- Seed R.B., Rains J.R. – *Failure of flexible long-span culverts under exceptional live loads*, Transportation Research Record 1191, 1988, pp. 22-29.
- Selig E.T., Packard D.L. – Buried concrete pipe trench installation analysis, *Journal of Transportation Engineering*, 1987, vol. 113, n° 5, pp. 485-501.
- Selig E.T., McVay M.C., Chang C.S. – *Finite element modeling of buried concrete pipe installations*, Soil-Structure Interaction of Sub-Surface Conduits, Transport Research Record 878, 1982, pp. 17-23.
- Selvadurai A.P.S. – *Mechanics of buried pipelines induced by random ground movements*, proceedings of the Engineering Mechanics Symposium, Vancouver, 1991, pp. 142-151.
- Selvadurai A.P.S. – *Numerical simulation of soil pipe interaction in a ground subsidence zone*, proceedings of the International Conference in Advances in Underground Pipeline Engineering, Madison, 1985, pp. 311-319.
- Selvadurai A.P.S., Pang S. – *Nonlinear effects in soil pipe interaction in a ground subsidence zone*, proceedings of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria, 1988, pp. 1085-1094.
- Selvadurai A.P.S., Au M.C., Shinde S.B. – *Soil-pipe interaction in a pipeline with prescribed displacements*, proceedings of the first National Conference on Flexible Pipes, Columbus, Ohio, A. A. Balkema, Rotterdam, 1990.
- Spangler M.G. – *The structural design of flexible pipe culverts*, Iowa State College Bulletin, Ames, n° 153, 1941, 84 p.
- Valliappan S., Matsuzaki K., Raja Sekar H.L. – *Nonlinear stress analysis of buried pipes*, Unicity Report n° R164, November, University of new south wales, Kensington, Australia, 1976, 17 p.

APPEL À COMMUNICATIONS Deuxième Symposium international SOLS RAIDES-ROCHES TENDRES *HARD SOILS-SOFT ROCKS*

Organisé par la Seconde Université de Naples, à la fin de l'année 1998, avec le soutien de l'ISSMFE, l'IAEG et l'association italienne de géotechnique.

Thèmes du symposium : Évaluer les limites et les potentialités des différentes approches pour la mesure des propriétés, pour la modélisation du comportement, pour résoudre les problèmes des ingénieurs devant les massifs de sols raides ou de roches tendres.

Calendrier :

- | | |
|---------------------------------|------------------|
| - Soumission des résumés | 15 octobre 1997 |
| - Acceptation des résumés | 15 novembre 1997 |
| - Soumission des communications | 15 mars 1998 |
| - Acceptation finale | 15 mai 1998 |

Textes écrits en français et en anglais

Secretary of the International Symposium on
Hard Soils and Soft Rocks
Dr S. Aversa & Dr C. Russo
Dipartimento di Ingegneria Geotechnica
Facoltà di Ingegneria
Via Claudio 21, 80125 Napoli (Italie)

Tel. : ++39.81.76.83.474
Fax : ++39.81.50.10.210
E-mail : hssr@unina.it

