

Sommaire

GÉOTECHNIQUE, GÉOLOGIE ET AMÉNAGEMENTS EN SITE URBAIN

(sous la direction de Isam SHAHROUR)

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 103
2^e trimestre 2003

Écroulement et mouvements de versants associés au niveau du col de Onsar (Rif, Maroc) dans un contexte géologique de décrochement

Y. EL KHARIM, C. DARRAZ, R. HILILA, K. EL HAJJAJI

3

Dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus des dispositifs d'étanchéité par géomembrane

H. BRIANÇON, H. GIRARD, D. POULAIN, B. CHAREYRE

13

Caractérisation hydrodynamique de mâchefers d'incinération d'ordures ménagères utilisés en construction routière

D. FRANÇOIS, J. AUZIZEAU, G. RAIMBAULT

25

Étude des phénomènes de transfert de métaux lourds dans une smectite

C. POTHIER, A. JULLIEN, C. PROUST, P. LECOMTE

33

Adaptation du mode opératoire pour la réalisation d'essais en compression « craie » sur les roches

A. EL BIED, J. SULEM

43

Stabilité du front de taille et prévision des tassements sur le tunnel VL1 SOCATOP A 86

B. DEMAY, B. LEROI

61

Champ de contrainte dans les argilites de Tournemire. Mesures in situ et interprétation

A. REJEB, M. TIJANI

École Nationale des Ponts et Chaussées
C.E.R.M.E.S.

75

Thèses

6 et 8, Avenue Blaise Pascal
Cité Descartes-Champs sur Mame
77455 MARNE LA VALLÉE CEDEX 02
Tél. : 01 64 15 35 44 - Fax : 01 64 15 35 61

85

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans le premier numéro de chaque année, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et une disquette contenant le fichier à l'un des rédacteurs en chef :

Pierre DELAGE	Françoise HOMAND	Jean-Paul TISOT
ENPC-CERMES	École de géologie (ENSG)	École de géologie (ENSG)
6-8, av. Blaise-Pascal	BP 40	BP 40
77455 Marne-la-Vallée CEDEX 2	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Toute proposition de publication est examinée par le Comité de lecture.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef : Pierre DELAGE (École nationale des ponts et chaussées)

Co-rédacteurs en chef : Françoise HOMAND, Jean-Paul TISOT (École de géologie de Nancy)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Lucien BOURGUET (Hydrogéologue-expert), Bernard CAMBOU (École centrale de Lyon), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Emmanuel DETOURNAY (University of Minnesota, USA), Jean-Louis DURVILLE (CETE de Lyon), Dominique FOURMAINTRAUX (TotalFinaElf), Alain GUILLOUX (Terrasol), Marc PANET (Expert), Aurèle PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2003 (numéros 102 à 105) franco : 117 €

Prix au numéro franco : 38 € (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 – presses.ponts@mail.enpc.fr

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

N° d'imprimeur : 72092. Dépôt légal : juillet 2003

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

(©) 2003

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Écroulements et mouvements de versants associés au niveau du col de Onsar (Rif, Maroc) dans un contexte géologique de décrochement

Y. EL KHARIM
C. DARRAZ
R. HLILA
K. EL HAJJAJI

Faculté des sciences
Université Abdelmalek
Essaadi,
Mhannech II, BP 2121
Tétouan (Maroc)
e-mail : ykharim@fst.ac.ma

Résumé

Le col de Onsar est un accident morphologique qui sépare les deux tronçons de la chaîne calcaire du Haouz. La nature et l'origine de ce col sont à rattacher à son contexte tectonique et à son évolution géomorphologique récente. Il représente, du fait de l'intense déformation tectonique, un couloir de fragilisation des matériaux qui se traduit par des phénomènes d'instabilité aussi nombreux que variés. Dans ce contexte, un village qui porte le nom du col a connu en 1946 et 1963 des écroulements rocheux entraînant des pertes humaines et matérielles. Le village est bâti sur une ancienne accumulation de blocs et la présence d'indices d'instabilité actuels atteste du risque permanent d'écroulement. Ces événements du village ne sont pas des cas isolés puisqu'un inventaire des mouvements de versants dans les environs du col de Onsar révèle la présence d'une instabilité assez importante, dont l'origine et le mécanisme de mise en place sont à rechercher dans le contexte géologique qui est particulièrement complexe.

Mots-clés : mouvements de versant, écroulements, décrochement, col de Onsar, Rif.

Rockfalls and associated slope movements in the Onsar pass (Rif, Morocco) in a strike-slip fault geological context

Abstract

The Onsar Pass is a morphological accident separating the two parts of the El Haouz limestone chain. The nature and origin of this pass are related to the tectonic setting and the recent geomorphological evolution. Through an intense deformation, it constitutes a corridor of weakened materials which results in phenomena of instability that range from sagging and rockfalls in the karstic carbonate formations to creeping phenomena and flows in the underlying schistose and marly formations. In this regard, a village bearing the same name as the pass witnessed rockfalls in the winter of 1946 and 1963 which caused the loss of life and goods. The basement of the village is an old accumulation of blocks, and the presence of signs of instability attests to the persistent risk in this site. This event as well as its aftermath are not an isolated case. In fact, an inventory made in the surrounding of the Onsar Pass has shown the presence of numerous and varied slope movements. Therefore, this process generalizes this unstable environment to the entire area of the pass, the origin and mechanism of which can be explained by the geological context, which is particularly complex.

Key words : slope movements, rockfalls, strike-slip fault, Onsar pass, Rif.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003

Introduction

Le col de Onsar, situé à 7 km au nord de Tétouan, est un accident morphologique qui sépare deux tronçons de la chaîne calcaire du Haouz (Fig. 1). Il abrite un village du même nom qui a connu en 1946 et 1963 des écroulements entraînant des dégâts humains et matériels (El Kharim *et al.*, 2001). Ce village est installé, comme bien d'autres, au pied de la chaîne carbonatée, au contact entre des formations karstiques et des terrains imperméables sous-jacents. Ce type d'habitat s'explique par la proximité des émergences de sources d'origine karstique, d'où le nom de Onsar qui désigne en dialecte local une source à débit important, surtout en hiver.

Le caractère évolutif et récurrent de l'écroulement du village de Onsar et la fréquence élevée des mouvements de versants observés à l'échelle du col, justifient amplement l'évaluation des conditions d'instabilité. Ces dernières sont étroitement liées à la structure géologique et à l'évolution géomorphologique du col de Onsar.

Géologie du secteur

La zone étudiée est située dans le Rif septentrional, où la chaîne rifaine acquiert une disposition N-S, juste au niveau des contacts géologiques majeurs entre les grands domaines de la chaîne (Fig. 2) : les nappes Ghomarides à matériel paléozoïque à l'est, la chaîne calcaire ou « dorsale calcaire » (Fallot, 1937) à matériel essentiellement secondaire au centre et le domaine des nappes de flyschs tertiaires à l'ouest. La succession de déformations compressives et distensives alpines, appliquée à un matériel hétérogène (alternance de niveaux rigides et déformables), a généré une structure particulièrement complexe dont dépendent largement les mouvements de versants, sujets de cette étude.

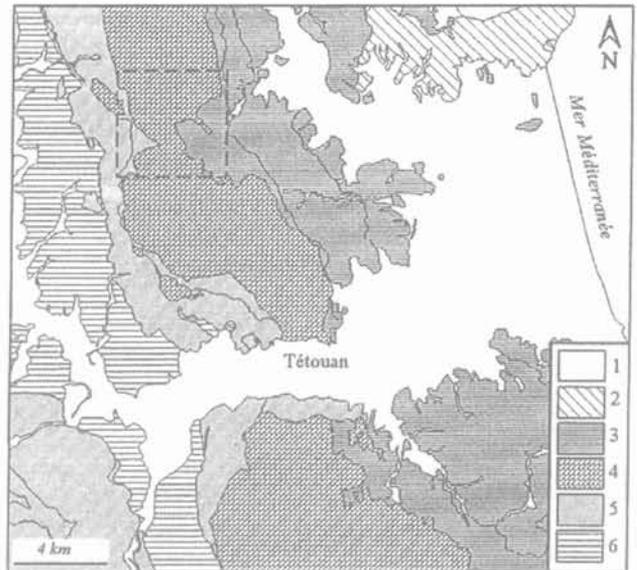


FIG. 2 Cadre géologique. Post-nappe (1) ; zones internes : Sebides (2) ; Ghomarides (3) ; dorsale calcaire (4) ; nappes des flyschs (5) ; zones externes : unité de Tanger (6).
Geological setting. Postorogenics (1) ; internal zones : Sebides (2), Ghomarides (3), limestone chain « dorsale calcaire » (4) ; flysch nappes (5) ; external zones : Tangier unit (6).

Aperçu lithostratigraphique

La dorsale calcaire est formée de plusieurs unités ou écaïlles structurales (Fig. 3) qui montrent toutes une formation carbonatée massive de base. Dans le secteur étudié, cette dernière consiste en des dolomies grises triasiques, dont la puissance atteint par endroit 150 m, et en des calcaires massifs blancs de l'Hettangien aussi puissants que les premières. Dans le cas de l'unité de Belouazen (BO) et de Uestia 1 (U1), ces formations car-

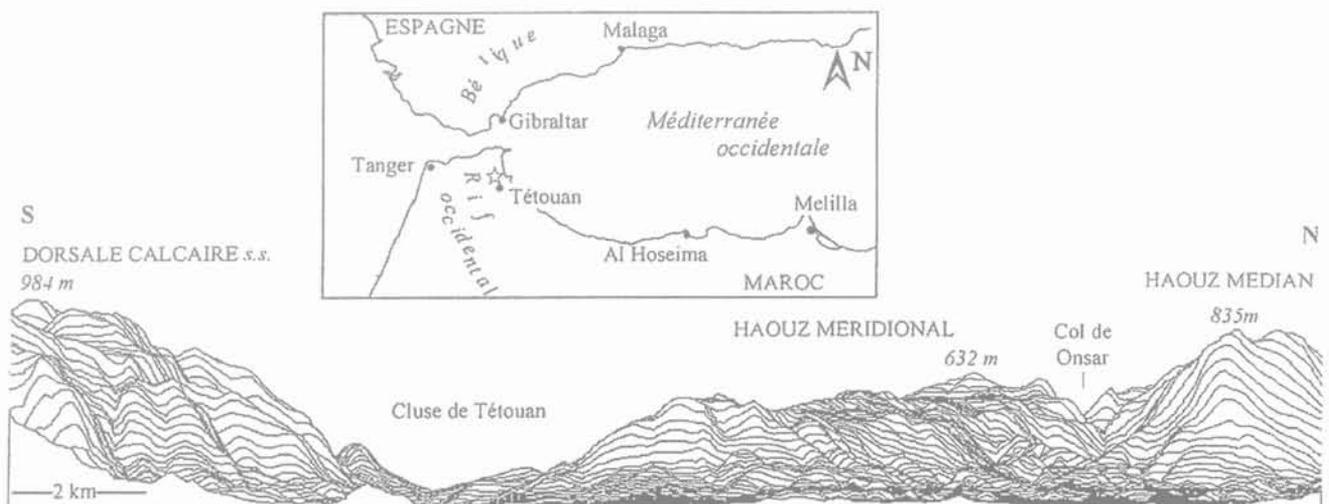


FIG. 1 Localisation géographique du secteur d'étude et profil topographique N-S.
Location of the study area and the N-S topographic profil.

bonatées massives succèdent, en continuité stratigraphique, aux grès et argilites rouges du Permo-Trias. Cependant, la différence entre les différentes écaillés de la dorsale calcaire réside surtout dans leurs termes Jurassico-Crétacé, constitués de quelques mètres de séries condensées (calcaires lités à silex, radiolarites, calcaires marneux...). La couverture tertiaire de la Dorsale, peu épaisse, est représentée par des marnes éo-oligocènes jaunes à passées bioclastiques à nummulites. Ces marnes affleurent par endroit en liserés entre les écaillés ou sous les massifs carbonatés sus-mentionnés.

La nappe Ghomaride de Koudiat Tizian (Milliard *in* Durand-Delga *et al.*, 1962) affleure, à l'est de la Dorsale calcaire, sous forme de schistes et grauweekes, plissotés et schistosés, d'âge paléozoïque et de grès et argilites rouges permo-triasiques. A l'ouest, les nappes de flyschs tertiaires qui supportent en contact sub-vertical la Dorsale calcaire, sont formées d'alternances marno-calcaires (nappe de Béni Ider, Durand-Delga *et al.*, 1962) et marno-gréseuses (le Prédorsalien, Durand-Delga, 1972).

Le Quaternaire y est représenté essentiellement par des dépôts détritiques, produits du démantèlement des reliefs et de la dynamique des versants (éboulis, dépôts

de mouvements de masse, colluvions, cônes de déjection) et sporadiquement par des travertins qui le plus souvent s'observent au contact dorsale externe/Flyschs à Keddana.

2.2 Cadre structural

L'histoire structurale polyphasée du secteur s'échelonne principalement du Secondaire au Tertiaire. Cependant, ce sont les événements compressifs paroxysmaux de l'Aquitainien-Burdigalien qui ont marqué l'essentiel de l'histoire géologique de la région. Ces événements correspondent à des chevauchements à vergence ouest et à des rétrochevauchements associés vers l'est. Ils sont responsables des grandes structures sub-méridiennes, plissées, écaillées et disposées en éventail, de la chaîne calcaire du Haouz (Raoult, 1966). Un ensemble de failles et accidents à caractère décrochant dont celui de Onsar vient achever la structuration par l'individualisation des tronçons de la chaîne calcaire : direction sub-méridienne du Haouz médian et NO-SE du Haouz méridional.

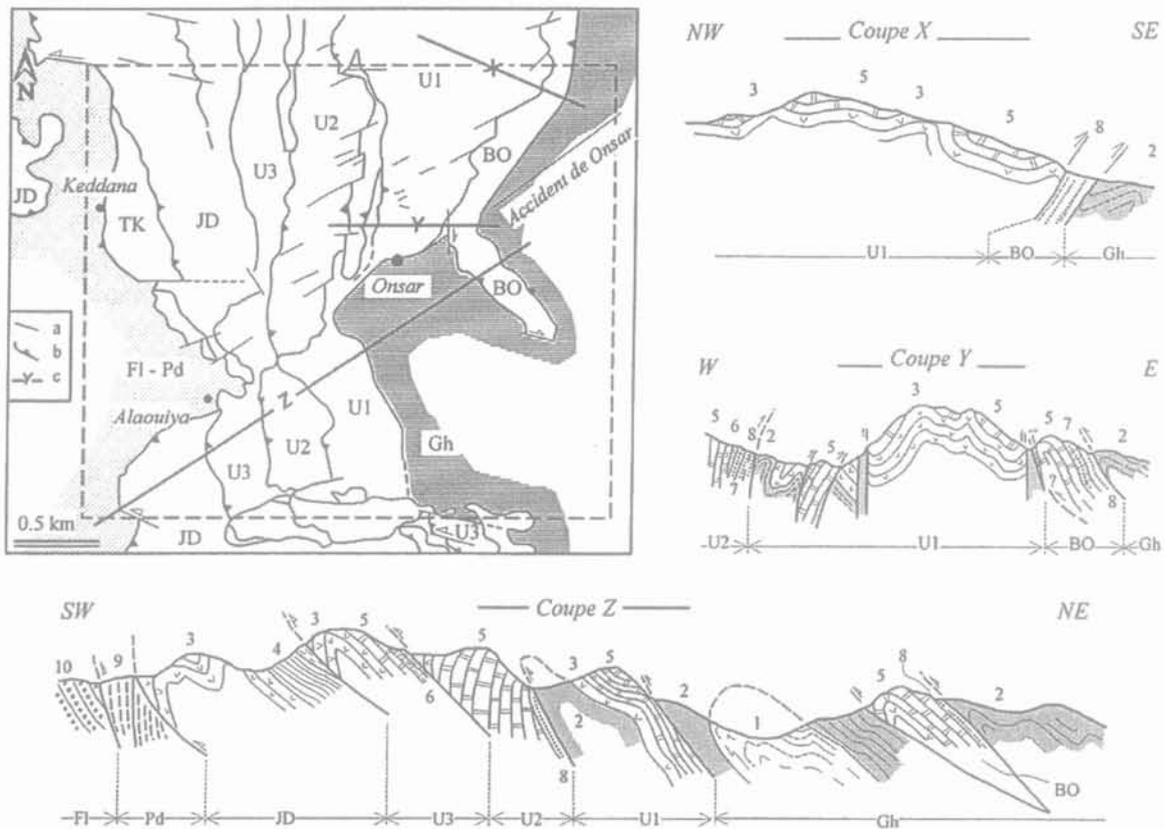


FIG. 3 Schéma structural. Faille décrochante (a), chevauchement (b), coupe géologique (c) ; Ghomarides (Gh) ; unités tectoniques de la dorsale calcaire : Belouazen (BO), Uestia 1 (U1), Uestia 2 (U2), Uestia 3 (U3), Jbel Dersa (JD), Tarrant-El Keddana (TK) ; Prédorsalien (Pd) ; Béni Ider (FI) ; schistes et grauweekes (1), grès et argilites rouges (2), dolomies (3), séries calcaro-dolomitiques (4), calcaires massifs (5), calcaires à silex (6), calcaires organogènes (7), marnes et conglomérats éo-oligocènes (8), flyschs à alternance de grès quartzeux et marnes (9), alternance de marnes et de bancs calcaires (10).
Structural scheme. Strike-slip fault (a), thrust fault (b), geological section (c) ; Ghomarides (Gh) ; tectonic units of the Limestone chain : Belouazen (BO), Uestia 1 (U1), Uestia 2 (U2), Uestia 3 (U3), Jbel Dersa (JD), Tarrant-El Keddana (TK) ; Nappes of flyschs : Predorsalian (Pd) ; Beni Ider (FI) ; schists and greywacks (1), red sandstones and clays (2), massive dolomites (3), limestones and dolomites series (4), massive limestones (5), limestones with silex (6), bioclastic marly limestones (7), yellow marls and conglomerates (8), marls with sandstone (9), red marls with limestone beds (10).

D'échelle plurikilométrique et bien visible sur les ortho-images au 1/100 000 du détroit de Gibraltar (MOPT, 1991), l'accident de Onsar affecte aussi bien le socle que sa couverture. Il prend naissance dans les nappes paléozoïques à l'est, traverse tout le chaînon du Haouz et continue à l'ouest dans le domaine des flyschs (El Mrihi, 1995). Il s'agit d'un décrochement dextre (N50°-60°), comme en témoigne la torsion anti-horaire des structures d'échelle cartographique au sud immédiat de cet accident dont le jeu peut atteindre un kilomètre (Hlila, 1994). Des décrochements sénestres, N110°-130°, constituent, avec la famille N50°-60°, un système de failles conjuguées. L'analyse de la microfracturation révèle également l'existence de quatre familles de diaclases (Tableau I).

TABEAU I Caractéristiques des principales familles de fractures.
Characteristics of the main fracture families.

	Direction	Pendage	Type
Famille a	N50°-60°	90°-75°SE	faille, diaclase
Famille b	N75°-90°	90°-80°S	diaclase
Famille c	N105°-130°	90°-80°NNE	faille, diaclase
Famille d	N340°-20°	90°-80°E	diaclase

A l'emplacement du village de Onsar, les marnes éo-oligocènes de l'unité de Belouazen (BO) se trouvent biseautées et entraînées à l'ouest par ce mouvement décrochant, sous les dolomies et calcaires massifs de l'unité Uestia 1 (U1). Cette disposition structurale des marnes tendres sous les formations massives de l'unité tectonique voisine est à l'origine de l'écroulement du village de Onsar. A l'ouest de ce village, les unités internes de la dorsale calcaire se pincet fortement et se réduisent à quelques lambeaux disloqués et orientés parallèlement à la direction de l'accident dont le pendage local est subvertical.

Un ensemble d'événements tectoniques post-paroxysmaux de moindre importance, dont les effets se poursuivent jusqu'à la période actuelle, se matérialise principalement par le rejeu normal des accidents antérieurs. En l'absence d'études précises, les séismes de forte magnitude qui ont affecté la région durant les siècles passés, probablement à l'origine d'anciens glissements de grande ampleur et la sismicité modérée actuelle sont les seuls indices de l'existence d'une tectonique active.

3

Géomorphologie

Conséquence d'une telle structuration, le relief y est très escarpé, allant de 120 m au niveau de l'oued El Lil à 835 m sur les hautes crêtes calcaire-dolomitiques (Haouz médian), soit une dénivellée totale supérieure à 700 m. Au sud, les hauteurs atteignent à peine 600 m d'altitude (Fig. 1). C'est principalement le raccourcissement de la chaîne du Haouz, estimé à 75 % d'après

les reconstructions palinspatiques (Maate, 1996), qui aurait généré les grands reliefs situés au nord du village de Onsar dans lesquels les failles décrochantes dextres délimitent des tronçons du massif carbonaté descendant en gradins vers le col. Les pentes y sont relativement très importantes : 18° en moyenne dans les grès et argilites rouges du Permo-Trias et les schistes des Ghomarides, 34° entre les écaillés de la dorsale et plus de 63° dans le cas des falaises rocheuses escarpées.

Les ravins creusés dans les grès et argilites permotriasiques et surtout dans les schistes sous-jacents mettent à jour plusieurs mètres de matériau s'altérant facilement en surface. Ce processus est accéléré par l'activité agricole, produisant un sol très argileux, instable lorsqu'il est gorgé d'eau. Les terrains carbonatés caractérisés par un relief ruiniforme, surtout dans les dolomies plus altérables, sont le siège de phénomènes karstiques, comme l'atteste la présence de dolines et grottes dans le secteur. Les dolines ont été observées sous différentes tailles, alignées suivant les contacts des unités structurales alors que les grottes sont localisées au niveau des crêtes carbonatées à la faveur de fractures transverses. A la base de ces formations carbonatées karstiques, reposant sur des formations imperméables, se rencontrent les résurgences et les sources.

4

Phénomènes d'instabilité au niveau du col de Onsar

Une analyse des photographies aériennes au 1/20 000 des missions 1966 et 1986 avec vérification sur le terrain ont permis de recenser 65 mouvements sur une surface totale approximative de 9 km², soit 7 par km² (Fig. 4). Ces mouvements de versants présentent un certain nombre de caractères spécifiques, notamment : (i) leur nombre élevé sur une superficie relative réduite ; (ii) la continuité des mouvements dans le temps car certains se sont manifestés à plusieurs reprises et peuvent encore évoluer de nos jours ; (iii) l'existence simultanée en un même lieu de processus de rupture de types plastique et cassante et (iv) leur alignement sur les accidents géologiques, notamment celui de Onsar (NE-SO).

Les glissements, coulées et solifluxions, relativement peu abondants et de petites tailles, affectent les marnes, les flyschs et les colluvions qui les surmontent. Cependant, l'aspect tout à fait caractéristique est la concomitance de ces processus de type plastique avec les écroulements dans les matériaux carbonatés sus-jacents. Ces associations sont observables lorsque le pied des falaises est dégagé d'éboulis (Fig. 5).

Les écroulements par simples chutes de blocs ou éboulements en masse sont les plus abondants dans le secteur. Ils dégagent des falaises hautes de plusieurs dizaines de mètres. Les surfaces de rupture sont pré-définies par la direction, le pendage et la densité des cassures (diaclases et failles) du massif carbonaté (Fig. 6). Certaines falaises montrent également des masses rocheuses effondrées par tassements suivant des diaclases verticales, parallèles et transverses à l'escarpement principal.

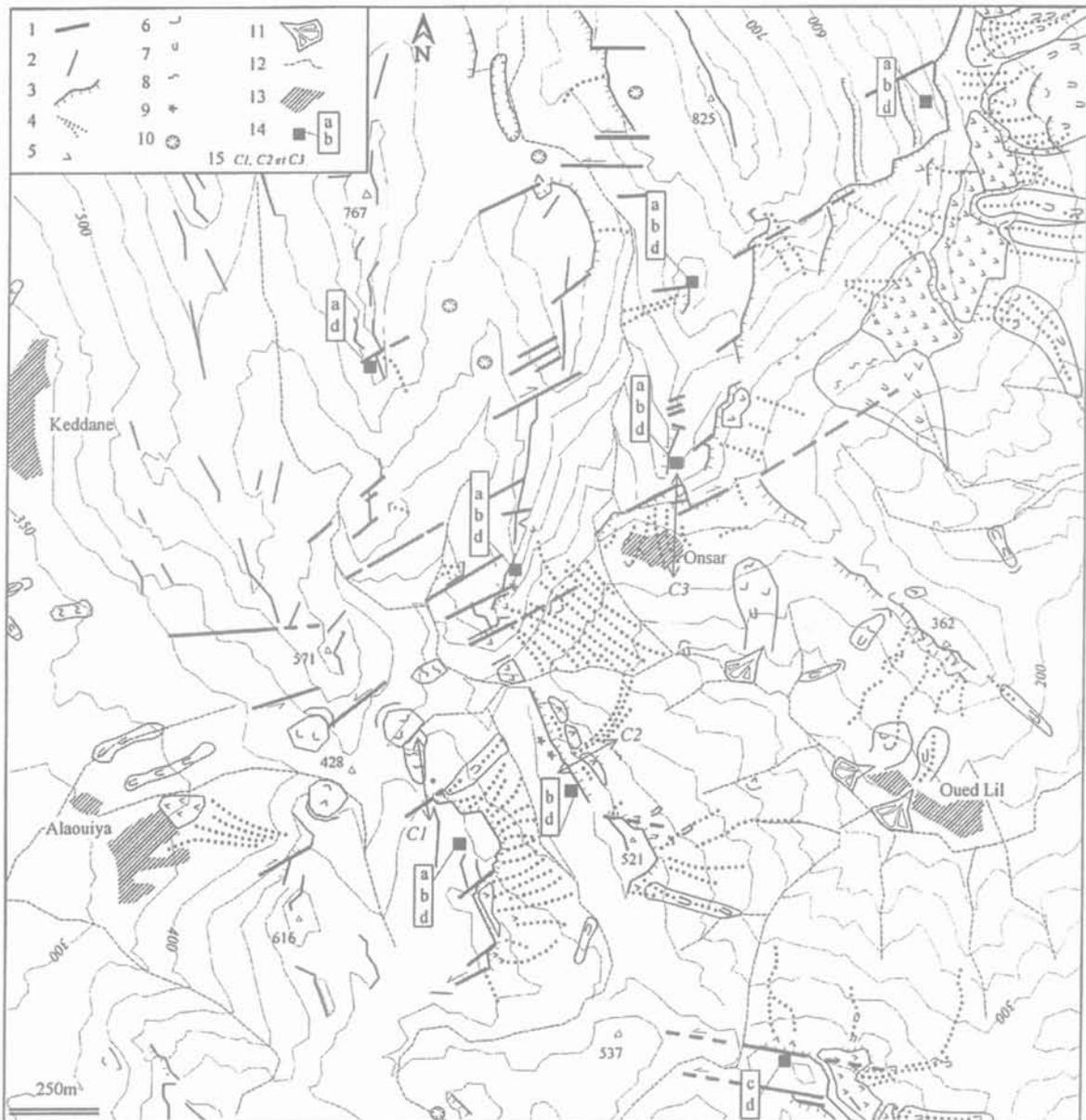


FIG. 4 Mouvements de versants dans le col de Onsar.
 Failles (1), crête (2), falaise escarpée (3) ; écoulement (4) ; tassement rocheux (5) ; glissement (6) ; coulée (7) ; solifluxion (8) ; grotte (9) ; doline (10) ; cône de déjection (11) ; réseau hydrographique (12) ; village (13) ; famille de fractures (14), localisation des coupes schématiques des figures 5, 6 et 8 (15).
 Slope movements in the Onsar pass.
 Fault (1), crest (2), steep scarp (3), rockfall (4), sagging rocky panels (5), slide (6), flow (7), solifluxion (8), karstic cave (9), dolines (10), detritical fan (11), hydrography (12), village (13), joint families (14), location of schematic cross-section of figures 5, 6 and 8 (15).

C'est dans sa partie nord-est que le secteur montre une instabilité complexe et de grande ampleur, en raison de la double influence structurale qu'a subie cette zone : un compartimentage décrochant compliqué par le rétrochevauchement en relief accusé de la partie interne de la dorsale sur les Ghomarides, dont la limite est soulignée par les marnes éo-oligocènes jaunes de l'unité de Belouazen (BO). Les résurgences, au niveau de ce contact, abaissent la résistance des marnes, et leur infiltration dans les masses carbonatées affaiblies déstabilise de nouveau ces dernières, en les impliquant dans des mouvements de type glissement rocheux-coulée de blocs et débris.

Les schistes et grauwackes paléozoïques se montrent relativement stables. Toutefois, les photographies aériennes de 1966 ont permis d'identifier d'anciens glis-

ssements dont les masses, très peu déplacées, se vident progressivement et alimentent les petits cônes de bas de pente. Par ailleurs, les témoignages des habitants font état de petites coulées de débris sporadiques, par décollement de la partie superficielle altérée, formant de petits reliefs que les activités de labour estompent avec le temps. Des phénomènes de reptation se produisent également dans ces matériaux paléozoïques, comme en témoignent les troncs déformés des figuiers.

5 Écroulements du village de Onsar

En novembre 1945, des pluies exceptionnellement importantes ont provoqué un mouvement complexe de

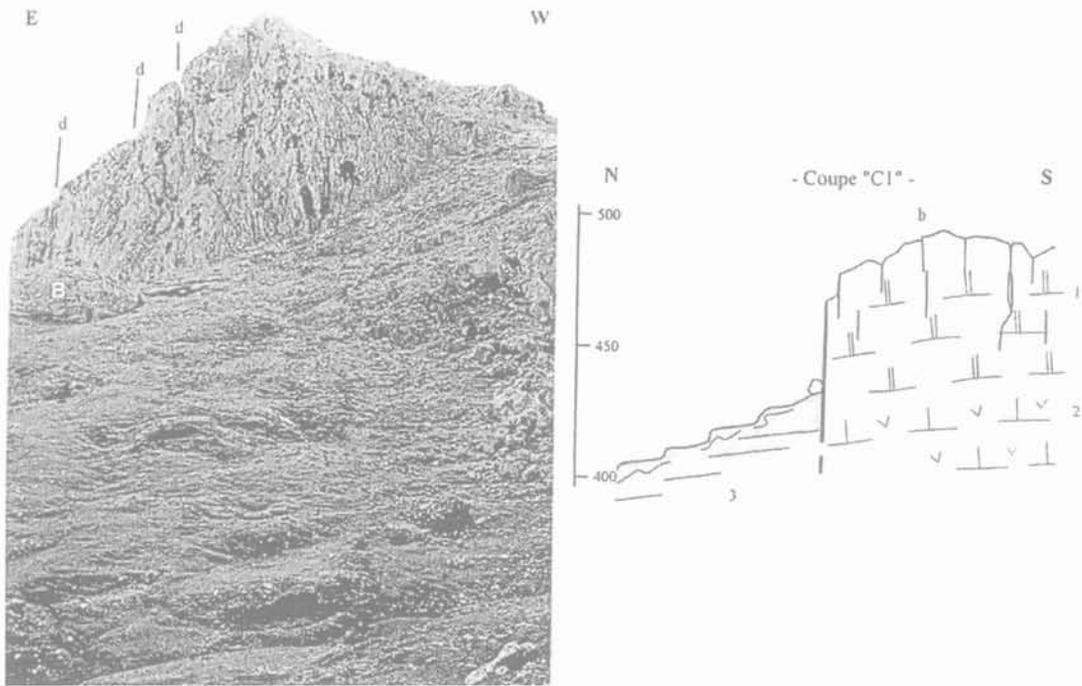


FIG. 5 Solifluxion dans la formation rouge permo-triasique sous un escarpement rocheux très diaclasé.
 Bloc éroulé (B) ; familles « b » et « d » de diaclases (b) et (d) ; unité structurale U2 : calcaires massifs (1), dolomies massives (2) ; unité structurale U1 : argilites et grès rouges (3).
 Solifluxion in the red clays and sandstones formation under the active scarp of limestone.
 Falled limestone block (B) ; « b » and « d » joint families (b) and (d) ; U2 structural unit : massive limestones (1), massive dolomites (2) ; U1 structural unit : red sandstones and clays (3).

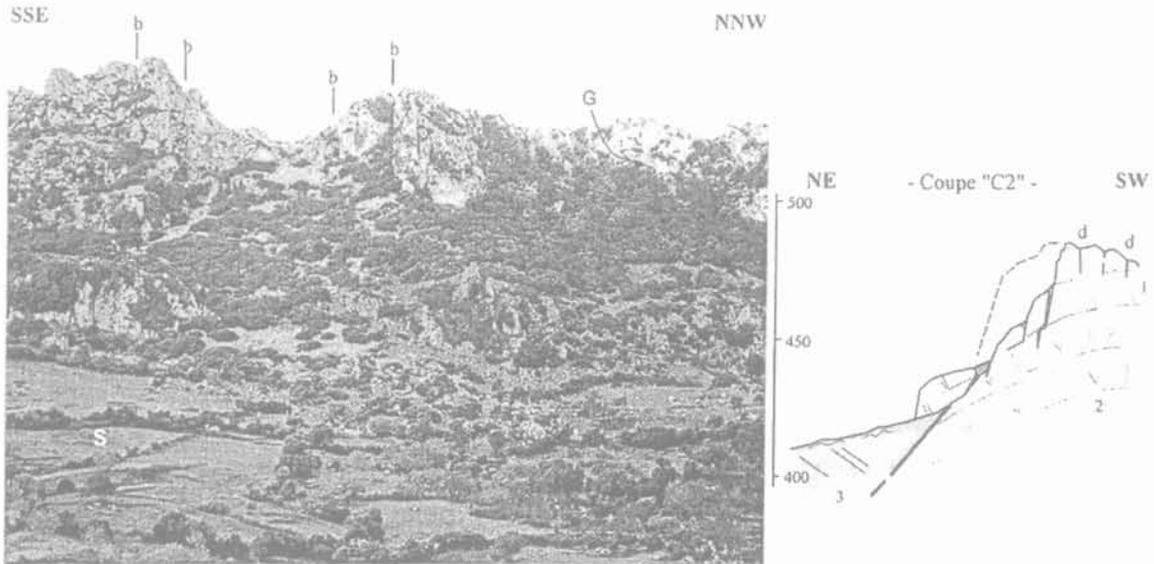


FIG. 6 Contrôle structural d'un éroulement ancien.
 Familles « b » et « d » de diaclases (b) et (d) ; grotte karstique (G) ; solifluxion (S) ; unité U1 : calcaires massifs (1), dolomies massives (2) ; Ghomarides : grès et argilites rouges (3).
 Structural control of an old rockfall.
 « b » and « d » joint families (b) et (d) ; karstic cave (G) ; solifluxion (S) ; U1 unit : massive limestones (1), massive dolomites (2) ; Ghomarides : red sandstones and clays (3).

type glissement-coulée dans les assises marneuses éo-oligocènes de l'unité BO, ce qui a placé l'escarpement carbonaté de l'unité U1 en surplomb. Les habitants du village ont pu observer le basculement progressif et lent du pan rocheux en surplomb, mais l'éroulement final les a surpris de nuit trois mois après (février 1946),

ensevelissant une partie du village, entraînant la mort de cinq habitants et des pertes matérielles importantes. Des chutes de blocs durant l'hiver pluvieux de 1962-1963 ont de nouveau causé des dégâts. Dans les deux cas, les conditions climatiques responsables sont des précipitations importantes comme en attestent les rele-

vés de la station météorologique de la ville de Tétouan (Fig. 7). Celle-ci, située à faible altitude, avait enregistré, durant la saison hivernale (de novembre à février) de ces deux années hydrologiques, des valeurs qui dépassent la moyenne annuelle calculée sur 82 ans. Compte tenu de la moyenne mobile sur deux ans, ces deux événements coïncident avec des périodes bi- à tri-annuelles exceptionnellement pluvieuses. Notons, enfin, que la relative sécheresse du climat que connaît récemment la région, illustrée par la moyenne mobile calculée sur dix ans, pourrait bien expliquer l'absence de réactivations constatées durant les trois dernières décennies.

Ces deux événements n'ont en fait concerné qu'une partie de la zone de rupture totale qui dépasse 50 m de hauteur, 250 m de largeur et 80° d'inclinaison moyenne, zone dont la morphologie est délimitée sensiblement par les plans N50, NS et EO. L'examen détaillé, en arrière et au niveau de cette zone de rupture, montre un découpage du massif rocheux par trois familles principales de discontinuités (a, b et d) auxquelles

s'ajoute le contact stratigraphique subhorizontal (légèrement incliné dans le sens de la pente) entre les dolomies grises et les calcaires massifs supérieurs. La zone de rupture montre, par ailleurs, un pan rocheux tassé et suspendu sous la niche d'arrachement principale. Les assises marneuses jaunes de base, responsables du fluage basal, sont masquées par un cône d'éboulis dont l'angle d'inclinaison est de 26,5° et sur lequel sont parsemés des blocs de taille métrique. Des échantillons des marnes éo-oligocènes prélevés à l'est du village où elles affleurent, montre les caractéristiques suivantes : les deux échantillons de surface (à 0,30 m de profondeur) ont montré un comportement plastique dominant (teneur en eau naturelle $W = 24\%$ et $21,5\%$, limite de liquidité $WL = 50,5\%$ et 53% et indice de plasticité $IP = 27,4\%$ et $30,5\%$) et une cohésion apparente, par l'essai de cisaillement direct, de $0,008\text{ MPa}$ et $0,017\text{ MPa}$. En profondeur, à 1,85 m, les caractéristiques géotechniques s'améliorent notablement ($W = 9\%$ et 5% , $WL = 22\%$ et 35% , $IP = 16$ et 23% , $C_u = 0,115\text{ MPa}$ et $0,175\text{ MPa}$).

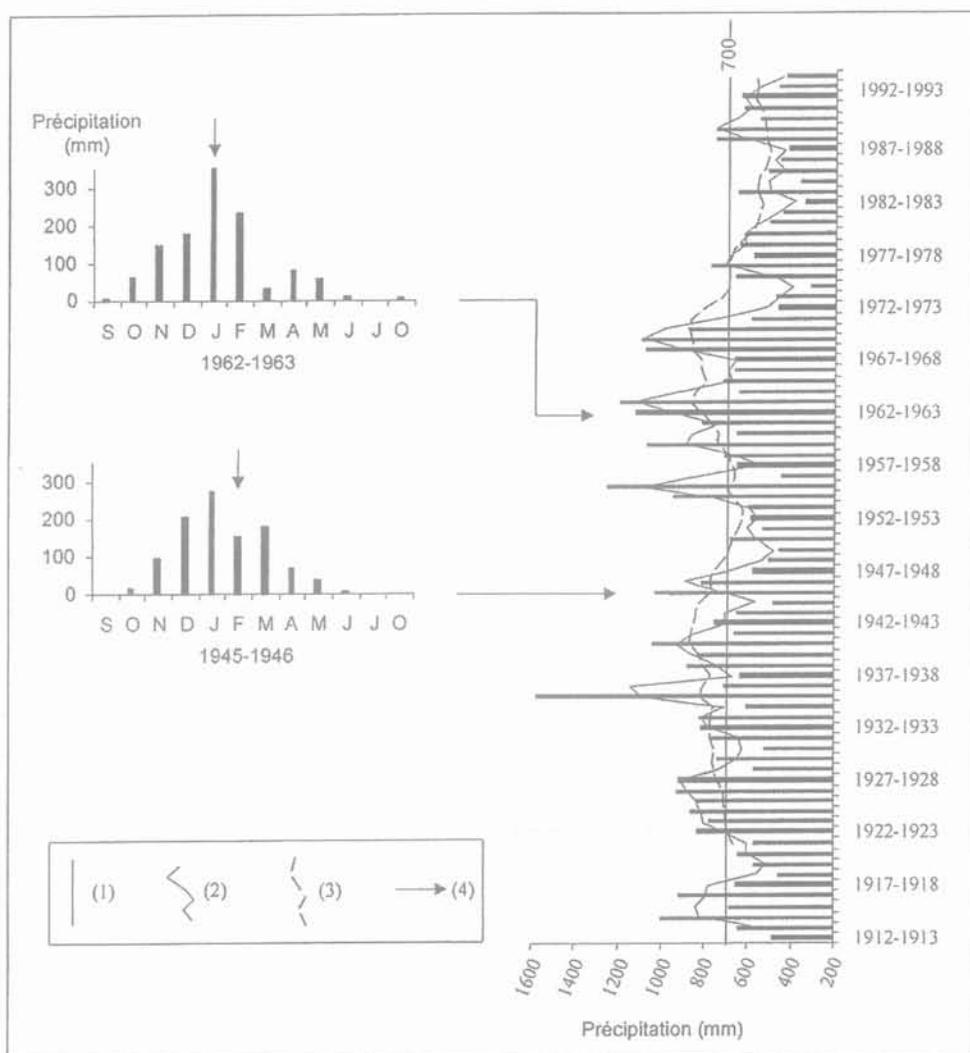


FIG. 7

Évolution des précipitations annuelles et mensuelles entre 1912 et 1995 (station météorologique de Tétouan) et la localisation temporelle des réactivations de l'éroulement de Onsar. Moyenne annuelle (1), moyenne annuelle mobile sur 2 ans (2), moyenne annuelle mobile sur 10 ans (3), localisation temporelle des réactivations de l'éroulement du village de Onsar. Annual and monthly rainfall evolution between 1912 and 1995 (case of the meteorological station of Tetouan) and references of Rockfall events of the Onsar village. Annual average (1), sliding average on 2 years (2), sliding average on 10 years (3), time localisation of the Onsar rockfall events.

Le village est bâti sur une accumulation de débris de blocs dépassant la taille des maisons. La majeure partie de l'écroulement s'est réalisée bien longtemps avant l'installation du village. L'extension limitée des dépôts dans le sens de la pente suggère que cette ancienne masse écroulée correspond à un glissement rocheux avec désagrégation modérée. Par la suite, cette masse a pu jouer le rôle d'obstacle pour les blocs détachés postérieurement, comme ce fut le cas pour les deux événements catastrophiques de 1946 et 1963.

6

Causes et évolution de l'instabilité

Il convient de souligner que l'essentiel des mouvements ci-dessus n'est pas récent comme en attestent les photos aériennes et les témoignages locaux. Les masses glissées et affaissées, très dégradées et de grande ampleur, observées au NE du secteur, sur le contact dorsale calcaire/Ghomarides semblent être très anciennes. Néanmoins, la présence de diaclases béantes ou de pans rocheux isolés sur presque tous les escarpements rend compte d'un état d'instabilité actuel, de phénomènes d'évolution régressive et de la pérennité de l'aléa dans le secteur.

La décharge diffuse et continue des aquifères à travers les contacts entre matériaux compétents (calcaires, dolomies soumis à un régime karstique) et incompé-

tents (marnes, argilites et schistes facilement altérables) crée les conditions de déclenchement de phénomènes de solifluxions, de glissements ou de coulées, dont les intensités sont fonctions des degrés de saturation et d'altération des matériaux. Les phénomènes de fluage dans les matériaux imperméables créent des conditions de surplomb des matériaux rocheux sus-jacents. Selon l'orientation des discontinuités et du réseau karstique et sous l'effet des pressions interstitielles dans les fissures, ces masses rocheuses subissent des tassements ou des écroulements. La propagation, la mise en place et la forme des masses écroulées dépendent de la morphologie du substratum : un replat en bas de falaise freine la masse écroulée, tandis que les fortes dénivelées donnent des amas étalés le long des pentes ou conduisent à un couloir de débris.

Compte tenu de l'activité sismique régionale modérée des dernières décennies, le rôle de l'eau semble être déterminant au moins dans le cas des mouvements récents. L'eau agit comme facteur déclenchant, suite à des précipitations exceptionnelles. Cependant, on ne peut écarter le rôle de la sismicité dans le déclenchement des grands mouvements et écroulements anciens de ce secteur, puisque la région a connu au cours des siècles passés des séismes de forte magnitude, le dernier en date remonte à 1909 (intensité VIII dans l'échelle MSK). Signalons que la chaîne calcaire de Bokoya, à l'ouest d'El Hoceima, équivalent oriental de la Dorsale calcaire, a connu de nombreux effondrements de falaises lors du séisme de 1848 (Margaa, 1994).

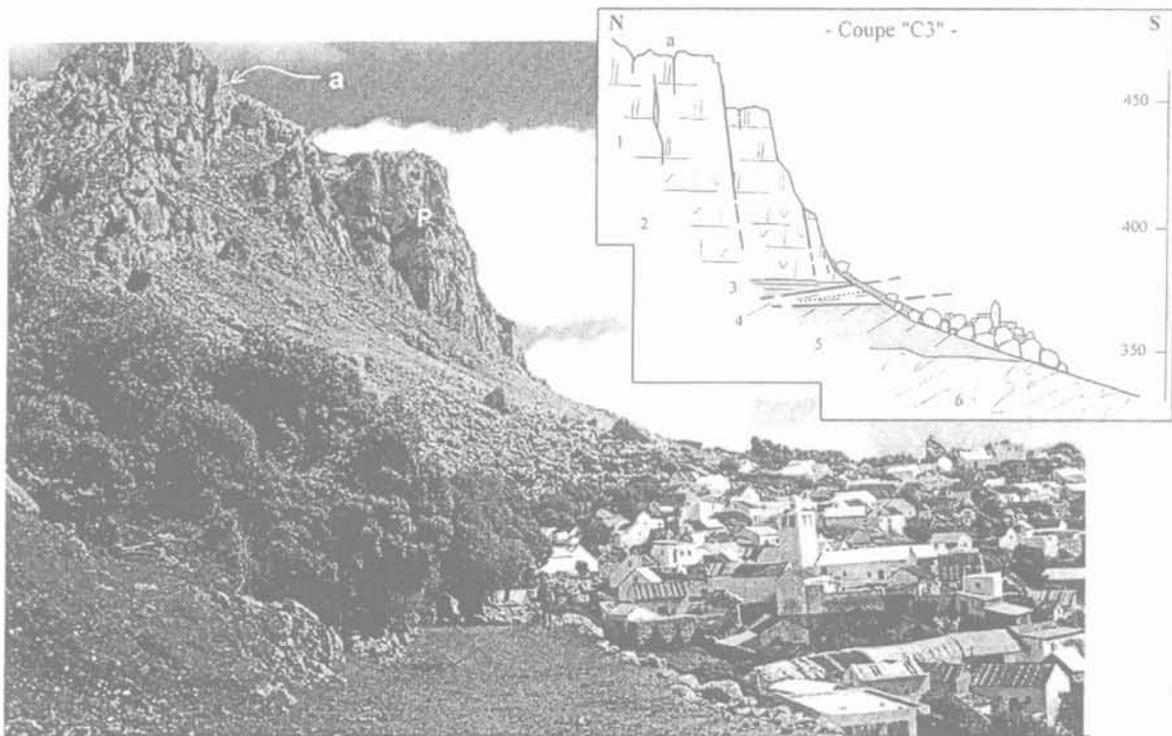


FIG. 8 Écroulement du village de Onsar.

Pans rocheux tassés (P), famille « a » de diaclases (a) ; unité U1 : calcaires massifs (1), dolomies massives (2), grès et argilites rouges (3) ; unité BO : marnes tertiaires (4) ; Ghomarides : grès et argilites rouges (5), schistes et grauwackes (6).

Rockfall of the Onsar village.

sagging rocky panel (P), « a » joint family (a) ; U1 unit : massive limestones (1), massive dolomites (2), red sandstones and clays (3) ; BO unit : tertiary marls (4) ; Ghomarides : red sandstones and clays (5), schists and greywacks (6).

Conclusion

Le col de Onsar est affecté de nombreux mouvements de versants favorisés, en périodes de pluies abondantes, par les conditions lithologiques et structurales régionales. Il faut remarquer une diversité typologique résultant de mécanismes très différents, puisque l'on observe séparément ou en concomitance : des coulées, des solifluxions, des glissements, des tassements auxquels se surimposent des écroulements et des chutes de blocs. Le caractère catastrophique des événements du village de Onsar, survenus en 1946 et 1963, n'est dû qu'à la coïncidence de l'aléa et des enjeux, car, de par le volume des blocs et la distance parcourue, ces

mouvements sont relativement peu importants par rapport à d'autres du même genre qui ne concernent pas des lieux habités. Ils ne sont pas comparables aux anciens mouvements de grande ampleur répertoriés dans le secteur. Cette étude a donc permis d'analyser une situation qui existe depuis longtemps et qui semble à présent ne pas inquiéter les habitants du village. Ceux-ci, conscients des possibles réactivations futures, mais considérant les ressources hydriques à proximité du village préfèrent s'accommoder des risques d'éboulements. La prévention pourrait être améliorée par une mise sous surveillance du site par GPS (*Global Positioning System*) pour quantifier les déplacements du pan rocheux et de l'escarpement sommital. De là, se définiraient les propositions susceptibles de réduire le risque au niveau du village.

Bibliographie

- Durand-Delga M. – « La courbure de Gibraltar, extrémité occidentale des chaînes alpines, unit l'Europe et l'Afrique ». *Eclogae Geologicae Helvetica*, V. 65, n° 2, 1972, p. 267-278.
- Durand-Delga M., Hottinger L., Marçais J., Milliard Y., Suter G. – « Données actuelles sur la structure du Rif ». *Mémoire hors série. Société Géologique de France*, t. I, 1962, p. 399-422.
- El Mrihi A. – *Structures alpines des zones externes et des nappes des flyschs à l'ouest de la chaîne du Haouz (Rif septentrional, Maroc)*. Thèse de 3^e cycle, Université Mohamed V, Rabat, 1995, 155 p.
- El Kharim Y., Hlila R., Darraz C. El Hajjaji K. – « Écroulements et mouvements associés dans le col d'El Onsar (Rif, Maroc) ». *Proceeding of the II Workshop on Seismic Risk in North Africa*, Tétouan, 2001, p. 43-46.
- Fallot P. – « Essai sur la géologie du Rif septentrional ». *Notes et Mémoire Service Géologique du Maroc*, 40, 1937, 553 p.
- Hlila R. – *Étude des déformations miocènes dans la chaîne calcaire du Haouz (entre Tétouan et le col du Drauy)*. Thèse de 3^e cycle, Université Abdelmalek Essaadi, Tétouan, 1994, 159 p.
- Maate A. – *Estratigrafía y evolución paleogeográfica alpina del dominio gomáride (Rif interno, Maruecos)*. Thèse de doctorat, Universidad Granada, 1996, 397 p.
- Margaa K. – *Essai de cartographie des risques naturels : application à l'aménagement de la région d'Al Hoceïma (Rif, Nord-Maroc)*. Thèse de doctorat, Université de Franche-Comté, 1994, 196 p.
- MOPT – *Ortoimagen a 1/100 000 del Estrecho de Gibraltar*. I.N.G. España, MOPT.
- Raoult J.F. – *La chaîne du Haouz du col d'Azlu d'Arbia à Bab Aonsar*. *Notes et Mémoires. Service Géologique du Maroc*, n° 184, 1966, p. 61-148.

Dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus des dispositifs d'étanchéité par géomembrane

L. BRIANÇON
H. GIRARD
D. POULAIN

Cemagref
Groupement de Bordeaux
50, avenue de Verdun
33612 Cestas Cedex
laurent.briancon@
cemagref.fr
hugues.girard@cemagref.fr
daniel.poulain@cemagref.fr

B. CHAREYRE

Lirigm Université
Joseph-Fourier
38041 Grenoble Cedex 9
Bruno.Chareyre@
ujf-grenoble.fr

Résumé

Les dispositifs d'étanchéité par géomembrane sont couramment utilisés dans les ouvrages hydrauliques et les centres de stockage de déchets. Ces systèmes, lorsqu'ils sont disposés sur pentes, ne sont pas toujours autostables et nécessitent un ancrage en tête de talus. L'objectif de cette étude entreprise par le Cemagref à la demande du CETMEF (Centre d'étude technique maritime et fluviale) est d'étudier, à partir d'une expérimentation, le dimensionnement des ancrages en tête de talus. Les essais d'ancrage présentés ont été réalisés dans des massifs sableux et limoneux. Les résultats des méthodes de calculs existantes ont été confrontés aux mesures réalisées sur différents types d'ancrage permettant de mettre en évidence l'influence de certains paramètres géométriques sur la capacité d'ancrage des tranchées étudiées.

Mots clés : géotextiles, géomembranes, ancrage, essais, dimensionnement.

Design of anchoring at the top of slopes for geomembrane lining systems

Abstract

Geosynthetic lining systems are increasingly used for hydraulic works and waste landfills. These systems are not always stable in themselves on the slope and require anchoring at the top of the bank. The purpose of the research work undertaken by the Cemagref at the request of the CETMEF (Maritime and Fluvial Technical Research Center) is to define a design method for anchoring at the top of slopes based on life-size tests. The results of the tests performed with anchoring in sand and sandy silt are presented here. Different types of anchoring were tested, enabling a comparison with the theoretical calculation methods and providing knowledge on the effect of the different geometrical parameters of the trenches on the anchoring performance.

Key words : geotextiles, geomembranes, anchorage, testing, design method.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003

Introduction

Les dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques (DEG) sont employés couramment dans les ouvrages tels que les barrages, les canaux ou encore les centres de stockage de déchets. Ils présentent une alternative intéressante par rapport à des solutions plus anciennes (argile, béton...). De tels dispositifs comportent une géomembrane assurant l'étanchéité de l'ouvrage; elle est généralement associée à des géotextiles et produits apparentés ayant pour fonctions principales sa protection et/ou le drainage. Une couche de sol est mise en place sur le géotextile supérieur permettant dans certains cas la revégétalisation du talus.

Devant des contraintes d'ordre essentiellement économiques, la tendance actuelle est à l'utilisation maximale de l'espace disponible pour les ouvrages cités ci-dessus, ce qui conduit à l'adoption de pentes raides engendrant des problèmes de stabilité du DEG tels que glissements à l'interface ou rupture de certains composants du « complexe géosynthétique ».

Le complexe géosynthétique présente généralement un plan de rupture préférentiel à l'interface « géomembrane/géotextile » (la géomembrane ayant un angle de frottement faible avec les autres matériaux). Lorsque le dispositif n'est pas autostable par simple frottement, il est nécessaire d'ancrer le géotextile supérieur afin d'éviter tout glissement et de reprendre les tensions induites par les sols de couverture reposant sur le complexe géosynthétique et ainsi limiter les contraintes dans la géomembrane. Cet ancrage peut prendre différentes formes (recouvrement simple ou tranchées de géométries diverses) en fonction des contraintes spatiales de l'ouvrage. Une synthèse bibliographique dans ce domaine a fait apparaître essentiellement trois méthodes de calculs pouvant donner des résultats très différents pour une même configuration de tranchée. A partir de ce constat, il nous est apparu intéressant de concevoir un appareillage spécifique: un banc d'ancrage permettant de modéliser en vraie grandeur des tranchées d'ancrage afin de confronter les méthodes de calcul et analyser les mécanismes de l'ancrage.

L'expérimentation réalisée avec deux sols et avec deux géotextiles non tissés aiguilletés sur trois configurations d'ancrage a mis en évidence:

- l'influence des paramètres géométriques de la tranchée;
- l'influence de la nature du sol.

Les méthodes de calcul ont été mises en défaut sur certaines configurations de tranchée d'ancrage. Une instrumentation spécifique du géotextile dans le sol a permis d'analyser les mécanismes de l'ancrage. A partir de cette analyse, de nouveaux éléments d'aide au dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus peuvent être proposés (Briançon, 2001).

Géométrie des ancrages

Il existe deux grandes familles d'ancrage qui ont des applications plus ou moins spécifiques, elles sont fonction du type de l'ouvrage, des matériaux rencontrés et de l'espace disponible (Koerner, 1991):

- la première correspond à la mise en place du dispositif sur une longueur plane en tête de talus, sans tranchée d'ancrage. Il s'agit d'un ancrage dit « par recouvrement simple », utilisé lorsqu'il y a une surface disponible suffisante autour de l'ouvrage;

- la seconde consiste en la réalisation d'une tranchée d'ancrage en arrière d'une courte longueur plane. Ce dispositif est le plus répandu, il est employé principalement pour les réservoirs et les centres de stockage de déchets. Les dimensions de la tranchée varient de 0,5 à 0,7 m de large par 0,5 à 1 m de profondeur.

L'ancrage en tranchée peut être fait de deux manières; on dispose le/(les) géosynthétique(s) à ancrer:

- soit sur le parement vertical uniquement et il s'agit dans ce cas d'un ancrage dénommé « fichage vertical »;
- soit sur le parement vertical et le fond de tranchée dans le cas « d'un ancrage complet ».

La tranchée est généralement remblayée avec les matériaux excavés et compactés plus ou moins intensément. Il existe d'autres systèmes d'ancrage en tranchées, moins utilisés, donnant aussi de bons résultats mais qui nécessitent un terrassement plus contraignant et plus long, entraînant, de ce fait, un coût supérieur. Parmi ces ancrages, on retrouve la double tranchée, la tranchée réduite remplie de béton ou encore la tranchée en V.

Méthodes de calcul

Nous avons répertorié trois méthodes de calcul nommées M_1 , M_2 et M_3 par la suite. Elles sont basées sur des hypothèses différentes et donnent pour certaines configurations de tranchée des résultats divergents.

Méthode M_1

La première méthode de calcul est basée sur l'hypothèse que les efforts au niveau de l'ancrage sont repris uniquement par frottement sur les parties linéaires sans aucun effet d'angle: elle est proposée par Huling et Sansone (1997). Le calcul est présenté pour un ancrage complet en tranchée (Fig. 1) mais reste valide pour les autres configurations.

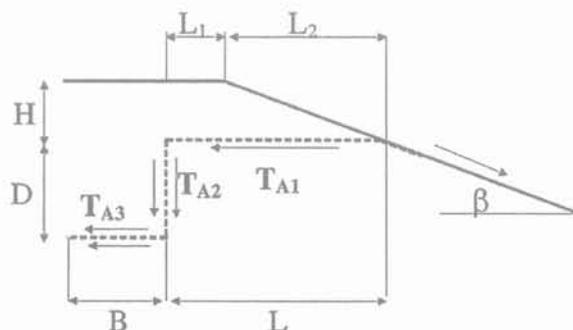


FIG. 1 Application de la méthode de calcul M_1 sur une tranchée d'ancrage. Application of design method M_1 to an anchorage trench.

Méthode M_2

En considérant qu'il n'y a pas d'adhésion entre le géosynthétique et les sols étudiés, la force d'ancrage est égale à la somme des trois forces T_{A1} sur L, T_{A2} sur D et T_{A3} sur B :

$$T_{M1} = T_{A1} + T_{A2} + T_{A3}$$

Sur L, en supposant que la couche de sol reposant sur la longueur L se déplace avec le géosynthétique, on a $\tau = \sigma_v \cdot \tan \delta$ et $\sigma_v = \gamma \cdot H$, la force d'ancrage par unité de longueur est donc égale à :

$$T_{A1} = \gamma H(L_1 + L_2/2) \tan \delta \quad (1)$$

Sur D, la capacité d'ancrage sur la facette verticale est fonction de la contrainte horizontale appliquée sur les deux faces du géosynthétique. Cette contrainte est déterminée à partir d'un diagramme de poussée triangulaire des terres au repos sur une hauteur H + D ; dans ces conditions :

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma_{h \text{ moy}} \cdot \tan \delta, \\ \sigma_{h \text{ moy}} &= K_0 \cdot \gamma \cdot h_{\text{moy}} = K_0 \cdot \gamma \cdot (H + D/2) \end{aligned}$$

La force d'ancrage par unité de longueur est donc égale à :

$$T_{A2} = 2\tau D = 2\gamma K_0 D \left(\frac{D}{2} + H \right) \tan \delta \quad (2)$$

Sur B, $\tau = \sigma_v \cdot \tan \delta$ et $\sigma_v = \gamma \cdot (H + D)$, donc la force d'ancrage par unité de longueur est égale à :

$$T_{A3} = 2\tau B = 2\gamma B(D + H) \cdot \tan \delta \quad (3)$$

avec :

γ : poids volumique du sol ;

δ : angle de frottement à l'interface « sol/géosynthétique » (identique sur chaque face du géosynthétique) ;

$K_0 = (1 - \sin \phi)$: coefficient de pression des terres au repos ;

ϕ : angle de frottement interne du sol.

La deuxième méthode de calcul est proposée par Koerner (1998) uniquement pour les recouvrements simples et les fichages verticaux. La méthode M_2 (Fig. 2) consiste, d'une part, à considérer que :

– la traction du géosynthétique le long de la pente du talus induit une contrainte supplémentaire répartie sur L introduisant une force de frottement F_{LT} ;

– le sol disposé sur le géosynthétique se déplace ($F_{U\sigma} = 0$) ;

et, d'autre part, à prendre en compte une mise en butée du massif de sol situé entre le parement du talus et le fichage du géosynthétique.

A partir de ces hypothèses, le bilan des forces projetées horizontalement donne :

$$T_{M2} = T \cos \beta = F_{L\sigma} + F_{LT} + P_p - P_a$$

$$\text{avec : } F_{L\sigma} = \sigma_n L \tan \delta = \gamma H L \tan \delta$$

$$F_{LT} = T \sin \beta \tan \delta$$

$$P_p = \gamma \cdot (H + D/2) D K_p$$

$$P_a = \gamma \cdot (H + D/2) D K_a$$

$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$$

$$K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

A partir de ces relations, on peut déterminer la capacité d'ancrage T_{M2} de la tranchée considérée :

$$T_{M2} = \frac{\gamma H L \tan \delta + \gamma (K_p - K_a) D \left(H + \frac{D}{2} \right)}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta} \quad (4)$$

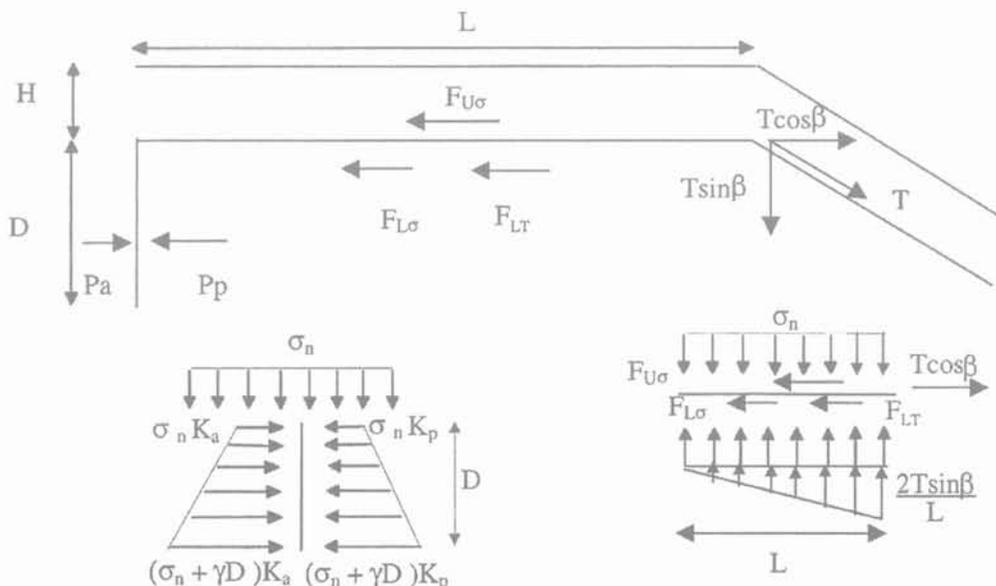


FIG. 2 Application de la méthode de calcul M_2 sur un fichage vertical. Application of design method M_2 to a vertical embedding.

Méthode M_3

Enfin différents concepteurs (Guide technique, 2000) ont proposé une méthode de calcul prenant en compte des effets d'angle; cette méthode M_3 consiste à majorer, à chaque changement de direction dans la tranchée et à l'intersection entre le replat en tête de talus et le parement, la capacité d'ancrage évaluée sur les parties planes (par la méthode M_1) par un coefficient multiplicatif égal à $e^{\lambda \cdot \tan \delta}$, λ étant l'angle du changement de direction et $\tan \delta$ le coefficient de frottement (Fig. 3). Cette méthode est basée sur les lois du fil prenant appui sur un cylindre de révolution (poulie avec frottement). Ainsi, à chaque changement d'angle, la capacité d'ancrage passe de T_{av} avant le changement de direction, à T_{ap} après l'angle, avec la relation: $T_{ap} = T_{av} e^{\lambda \cdot \tan \delta}$.

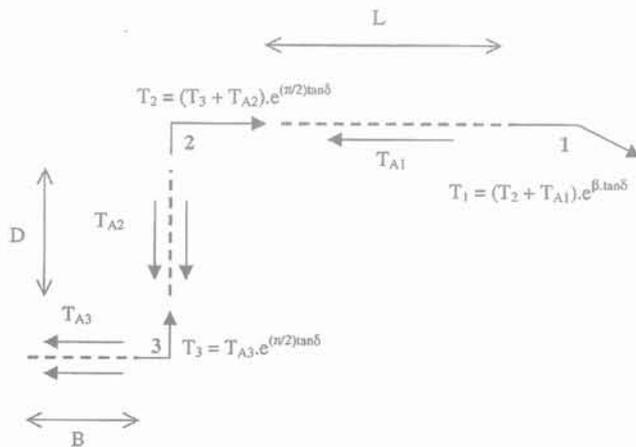


FIG. 3 Application de la méthode de calcul M_3 sur une tranchée d'ancrage.
Application of design method M_3 to an anchorage trench.

Dans ces conditions, la capacité d'ancrage T_{M3} , donnée par la méthode M_3 , peut s'exprimer comme suit à partir des valeurs T_{A1} , T_{A2} et T_{A3} , définies par les relations (1) à (3):

$$T_{M3} = T_1 = (T_2 + T_{A1}) e^{\beta \tan \delta}$$

avec: $T_3 = T_{A3} e^{(\pi/2) \tan \delta}$ et $T_2 = (T_3 + T_{A2}) e^{(\pi/2) \tan \delta}$

on obtient:

$$T_{M3} = ((T_{A3} e^{(\pi/2) \tan \delta} + T_{A2}) e^{(\pi/2) \tan \delta} + T_{A1}) e^{\beta \tan \delta} \quad (5)$$

Mise en évidence des divergences des méthodes sur un exemple

Pour mettre en évidence les divergences des résultats obtenus par les trois méthodes de calcul (Tableau I), appliquons-les à un exemple de tranchées d'ancrage correspondant à un fichage vertical du géotextile, le cas de l'ancrage complet n'étant pas traité par la méthode M_2 . Les caractéristiques géométriques (Fig. 1) de l'ancrage étudié sont: $L = 1,1$ m; $H = 0,3$ m; $D = 0,5$ m; $B = 0$ m et $\beta = 22^\circ$; les caractéristiques mécaniques étant $\phi = 41^\circ$; $\delta = 34^\circ$ et $\gamma = 16,7$ kN/m³.

Sur un exemple simple, les trois méthodes de calcul présentent de résultats très différents; en effet, la capacité d'ancrage calculée avec la méthode M_3 est huit fois supérieure à celle déterminée par la méthode M_1 .

TABLEAU I Dimensionnement d'une tranchée d'ancrage.

Anchorage trench design.

Méthodes de calcul	M_1	M_2	M_3
Capacité d'ancrage (kN/m)	4,50	11,03	34,88

Expérimentations existantes

Parmi les quelques expériences répertoriées, on peut citer les travaux réalisés par Imaizumi *et al.* (1997) sur des tranchées d'ancrage de géomembranes remplies de béton.

Pour cette expérimentation réalisée *in situ*, quatre types de géomembrane ont été testés dans des tranchées de dimensions différentes (de 200×200 mm² à 600×600 mm²).

A partir des différents résultats obtenus, quatre mécanismes de rupture ont été proposés:

- le bloc de béton sort de la tranchée (pour la tranchée de dimensions 200×200 mm²);
- la rupture se produit dans le talus (pour les tranchées de dimensions 300×300 mm² et 400×400 mm²);
- la géomembrane est extraite de la tranchée (dans le cas où un géotextile de protection est disposé entre la géomembrane et le béton de grandes dimensions 500×500 mm² et 600×600 mm²);
- la géomembrane se déchire.

Ces modes de ruptures sont donc fonction des dimensions des tranchées, de la nature des géomembranes testées ou encore de la présence de géotextiles de protection.

Une autre expérimentation concernant le dimensionnement des tranchées d'ancrage a été réalisée par Koerner (1991) pour quatre types de géomembranes (polyéthylène haute densité, PEHD; polyéthylène chlorosulfaté, CSPE rugueuse; polyéthylène basse densité, PEBD, polyvinyle chloride, PVC) dans un appareillage de laboratoire utilisé en général pour la réalisation d'essais d'extraction de géosynthétiques. Les géomembranes utilisées ont été testées pour un type d'ancrage (recouvrement horizontal sur 1,0 m et fichage vertical sur 0,3 m) en appliquant différentes contraintes normales et différentes inclinaisons de traction. Des jauges de déformations collées sur les géomembranes permettaient de suivre la distribution de contraintes au cours de l'extraction.

Ces essais ont montré que, pour les configurations d'ancrage testées et pour les matériaux utilisés, la force d'extraction de la géomembrane était toujours inférieure à la tension de rupture de la géomembrane. Ces essais n'ont pas montré d'influence de l'inclinaison de la traction appliquée à la géomembrane sur la valeur de la force d'extraction.

Bien que nos essais ne portent pas sur l'ancrage de géomembranes mais sur l'ancrage de géotextiles et que nos tranchées aient été remplies de sol et non de béton, les résultats des expériences de Imaizumi *et al.* (1997) nous donnent une idée sur les mécanismes de rupture et sur l'ordre de grandeur des forces nécessaires pour obtenir cette rupture.

Les essais conduits par Koerner (1991) ont également été effectués uniquement sur des géomembranes et l'appareillage ne permet pas la réalisation d'essais suffi-

samment représentatifs des mécanismes développés dans les tranchées d'ancrage en tête de talus car, en particulier :

- le massif de sol ne pouvait pas se déplacer ;
- l'augmentation de force due à l'inclinaison de la traction ne s'appliquait pas sur le sol mais sur l'appareillage.

Ces études ont été réalisées uniquement sur des géomembranes, *in situ* ou en adaptant des appareillages de laboratoire existants. Pour notre part, compte tenu des différentes méthodes de dimensionnement existantes et le peu d'expérimentations répertoriées, il nous est apparu nécessaire de concevoir un appareillage spécifique : un banc d'ancrage, permettant de modéliser des tranchées d'ancrage de géosynthétiques en tête de talus afin de déterminer leur capacité d'ancrage et d'analyser les différents mécanismes régissant de tels systèmes.

5

Appareillage d'essai

5.1

Le banc d'ancrage

Le banc d'ancrage (Fig. 4) est constitué d'une zone d'ancrage d'un mètre de largeur et d'un dispositif de

traction. Les dimensions de la zone d'ancrage permettent de réaliser une tranchée d'ancrage présentant une profondeur maximale ($D + H$) égale à 1,0 m et une longueur ($L + B$) pouvant atteindre 1,8 m. Une géomembrane en polypropylène est fixée sur les parois internes du banc d'ancrage pour diminuer le frottement entre le sol et les parois. Le dispositif de traction est constitué d'un treuil de capacité maximale de 50 kN et d'une poulie de renvoi d'angle permettant d'exercer des forces de traction sur le géosynthétique pour des inclinaisons de talus comprises entre 0° et 35° . Ce dispositif de traction est relié au géosynthétique par les mors ; ces mors ont été conçus dans le but d'exercer de fortes tractions sur le géosynthétique sans l'endommager.

5.2

Instrumentation

La traction F et le déplacement u en tête de la nappe géosynthétique sont mesurés lors de l'extraction par des capteurs fixés au système de traction : le capteur de force (50 kN) est installé entre le mors d'ancrage et le câble du treuil et le capteur de déplacement est disposé entre un point fixe du châssis et le câble du treuil. Dans la zone d'ancrage (Fig. 5), un dispositif de mesure à câbles permet de suivre les déplacements u' du géosynthétique en certains points

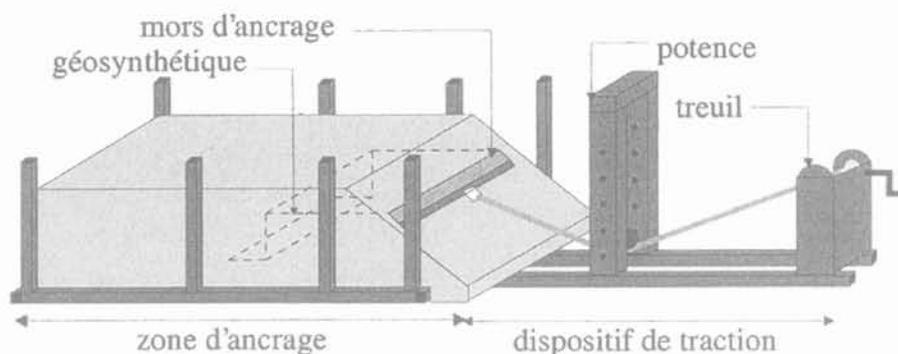


FIG. 4 Schéma du banc d'ancrage.
Diagram of anchoring test device.

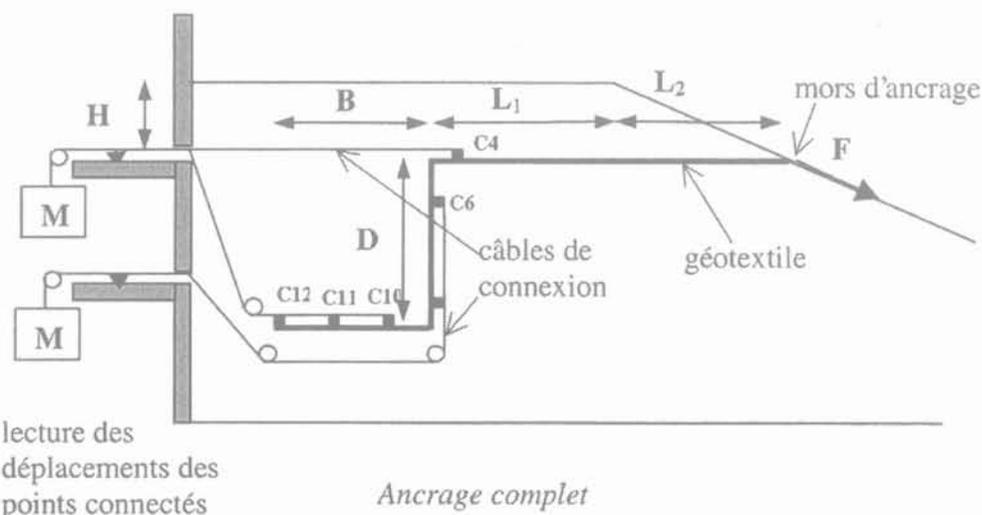


FIG. 5 Instrumentation de la tranchée d'ancrage.
Anchorage trench monitoring.

(numérotés de C_1 à C_{12}). Les câbles couissant dans des gaines souples sont fixés à la nappe et mis en tension par des contrepoids. Un système de mesure graphique positionné à l'arrière du banc d'essai permet la mesure des déplacements durant l'extraction. Dans certains cas, le déplacement final du sol a pu être observé grâce à des colonnes de sable coloré implantées avant essai dans la zone d'ancrage. Après extraction, un découpage minutieux de la zone de sol au droit des colonnes de sable permet d'analyser les mécanismes de rupture et de suivre les déplacements du sol en fin d'essai.

6

Expérimentation

6.1

Géométrie des ancrages étudiés

Pour cette étude, nous avons retenu les trois types d'ancrage suivants parmi les nombreuses configurations existantes :

- le recouvrement simple sur L;
- l'ancrage partiel ou fichage vertical sur (L + D);
- l'ancrage complet sur (L + D + B).

6.2

Matériaux utilisés

Les essais d'extraction ont été réalisés avec deux géotextiles non tissés aiguilletés de la gamme Bidim :
 - un géotextile de protection GTX_p;
 - un géotextile de renforcement GTX_R;
 et une géomembrane en polypropylène GMB_{pp} de la gamme Siplast (uniquement pour les essais de mise au point).

Deux sols ont été utilisés : un sable et un sol limoneux, mis en place sous deux états de teneur en eau (notés « limon 1 » et « limon 2 »). Le limon est peu plastique : $w_L = 30$ et $w_p = 22,5$. Ces deux sols ont fait l'objet d'une série d'essais géotechniques. Leurs caractéristiques principales sont données dans le tableau II. Les valeurs de densité et teneur en eau ont été déterminées tout au long de l'expérimentation afin de vérifier que ces caractéristiques ne varient pas avec le temps.

On suppose que les interfaces suivent des lois de frottement de type Mohr-Coulomb ($\tau = a + \sigma_n \cdot \tan \delta$) à la rupture, où :

- τ : contrainte de cisaillement,
- σ_n : contrainte normale,

TABLEAU II Caractéristiques des sols utilisés.
Soils characteristics.

	γ_n (kN/m ³)	w (%)	γ_{HOPI} (kN/m ³)	w_{OPI} (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	ϕ_u (°)
sable	16,2 ± 0,2	3 ± 1	16,8	11,5	0	41	-	-
limon 1	16,0 ± 0,5	23,5 ± 1	17,5	16	5	35	38	0
limon 2	16,2 ± 0,3	19,5 ± 1,5	17,5	16	-	-	40	20

a : adhésion (kPa),

δ : angle de frottement à l'interface (°).

Les paramètres d'interface entre ces sols et les géotextiles ont été déterminés au plan incliné en respectant la norme française (norme AFNOR NF 84-522, 1994) et le projet de norme européenne (norme (projet) prEN ISO 12957-2, 2000) sur la détermination des caractéristiques de frottement d'interfaces géosynthétiques au plan incliné (Tableau III).

TABLEAU III Paramètres d'interface entre les géotextiles et les sols utilisés.
Interface parameters between the geotextile and the soil used.

	δ (°)		a (kPa)	
	GTX _p	GTX _R	GTX _p	GTX _R
sable	34°	37°	0	0
limon 1	-	34,5°	-	-1

6.3

Mise au point

Les différents essais de mise au point ont conduit à modifier l'appareillage expérimental initial afin de mieux modéliser les tranchées d'ancrage.

La couche de sol reposant sur la longueur L a été mise en œuvre à l'aide d'un coffrage retiré avant la mise en traction du géotextile, ce qui a permis de supprimer le frottement latéral difficile à estimer.

La première configuration du banc comportait une paroi verticale, côté treuil, formant une butée qui permettait de limiter le volume de sol à mettre en place et de modifier la pente plus facilement. Des essais comparatifs avec et sans butée ont montré que celle-ci avait un rôle important en augmentant la capacité d'ancrage. Cette paroi a donc été supprimée, ce qui a permis en outre d'observer des ruptures de sol au niveau du talus pour certaines configurations géométriques.

Les essais de mise au point ont été réalisés avec le géotextile GTX_p disposé sur une géomembrane GMB_{pp}. Le faible angle de frottement à l'interface « GTX_p/GMB_{pp} » ne permettait pas d'obtenir des forces de mise en traction du géotextile GTX_p suffisamment élevées et différenciées pour analyser les résultats. L'expérimentation a donc été réalisée sur des géotextiles GTX_p et GTX_R sans géomembrane, un angle de frottement plus élevé augmentant les écarts entre les forces mesurées pour les différents cas testés, ce qui rend l'interprétation des résultats plus aisée.

Influence des paramètres géométriques de l'ancrage

L'influence des paramètres liés à la géométrie de l'ancrage a été vérifiée sur un seul sol : le sable.

6.4.1

Influence de l'angle d'inclinaison β de la pente

L'influence de l'angle β de la pente et donc de l'angle d'inclinaison de la traction appliquée au géosynthétique a été vérifiée sur des essais de recouvrement simple. Ces essais ont été réalisés pour sept angles de talus avec le géotextile de protection GTX_p pour une longueur d'ancrage L égale à 1,5 m et une épaisseur H de sol reposant sur le géosynthétique égale à 0,25 m. Pour plus de précision sur la contrainte normale appliquée sur le géosynthétique, le sol reposant sur le géosynthétique a été pesé après chaque essai et a été mis en œuvre de telle sorte qu'il n'y ait aucun frottement latéral avec les parois du banc d'ancrage lors de son déplacement au cours de l'essai (coffrage enlevé avant essai).

Au cours de l'essai, la force appliquée au géosynthétique atteint un maximum T correspondant à la capacité d'ancrage à la rupture du dispositif étudié ; la comparaison entre les différents essais est faite sur cette force maximale. La mise en œuvre ne permettant pas d'appliquer rigoureusement la même quantité de sol sur le géosynthétique pour chaque essai, les mesures des forces maximales appliquées au géosynthétique sont corrigées pour un poids de sol moyen égal à 5,29 kN.

D'après ces résultats (Fig. 6), exception faite de la mesure faite pour l'inclinaison de la pente égale à 7°, il apparaît que la force maximale appliquée au géosynthétique augmente sensiblement en fonction de l'inclinaison de la pente ; cette augmentation n'est pas négligeable : elle atteint 22 % entre un essai de traction le long d'une pente de 30° d'inclinaison et un essai de traction horizontale.

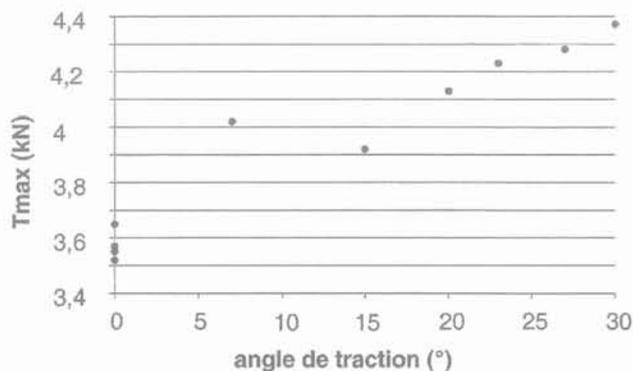


FIG. 6 Influence de l'angle β de la pente.
Effect of slope angle β .

6.4.2

Influence de la profondeur de fichage D et de la largeur de fond de tranchée B

L'influence de la profondeur de fichage a été observée sur des essais de fichage vertical réalisés avec le géotextile GTX_p pour :

- une longueur L = 0,5 m et trois profondeurs d'ancrage (0,3 m ; 0,6 m ; 0,9 m) ;
- une longueur L = 1,1 m et deux profondeurs (0,3 m et 0,6 m).

Tous les essais ont été doublés. Pour les essais de fichage à une profondeur de 0,9 m, les forces mesurées ne correspondent pas aux forces d'extraction du géosynthétique car une rupture du sol situé entre le parement du talus et le fichage du géosynthétique a été observée ; les valeurs expérimentales sont donc à prendre en compte, dans ce cas, comme des valeurs par défaut de la capacité d'ancrage.

L'influence de la profondeur du fichage et de la largeur du fond de la tranchée a été examinée sur des essais d'ancrage complet. Pour une longueur L (1,1 m) et pour chaque largeur B de fond de tranchée B (0,3 m et 0,6 m), deux profondeurs D (0,3 m et 0,6 m) ont été testées (Fig. 7). Toutes ces valeurs expérimentales seront comparées aux valeurs déterminées par les différentes méthodes de calcul (§ 7).

La rupture du massif de sol observée au cours de l'essai de fichage vertical (L = 0,5 m et D = 0,9 m) fait apparaître l'existence d'une longueur minimum L_{min} assurant la stabilité du massif de sol entre la tranchée et le parement du talus. Des essais complémentaires ont été entrepris pour déterminer la surface de rupture dans le massif pour une configuration de tranchée donnée.

6.4.3

Stabilité du massif en tête de talus

Des essais complémentaires ont montré que pour certaines géométries de tranchée (fichage vertical : L = 0,5 m et D = 0,9 m ; ancrage complet : L = 0,5 m, D = 0,6 m et B = 0,3 m), il y a eu rupture du massif de

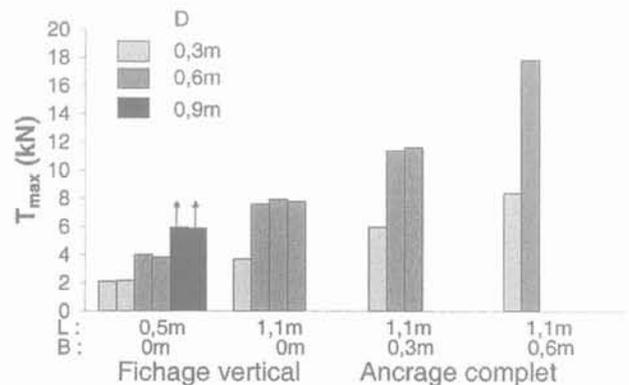


FIG. 7 Résistance maximale pour différents ancrages.
Maximum strength for different anchorages.

sol situé entre le parement du talus et le fichage du géosynthétique. Les résultats de ces essais ont mis en évidence, pour une configuration de tranchée donnée (D et B fixées), l'existence d'une longueur L minimale assurant la stabilité du massif de sol situé entre la tranchée et le parement du talus. Suite à la rupture de ce massif pour un essai d'ancrage complet ($L = 0,5$ m; $D = 0,6$ m et $B = 0,3$ m), nous avons entrepris de déterminer la ligne de rupture dans le massif de sol. Le même essai a donc été répété deux fois en disposant préalablement des colonnes de sable coloré à l'intérieur du massif; à la suite de sa rupture, par découpage du massif de sol dans le plan des colonnes de sable coloré, nous avons pu observer le déplacement des colonnes et leur fractionnement et ainsi déterminer, pour cette configuration, une ligne de rupture principale et l'amorce d'une seconde ligne de rupture (Fig. 8).

6.5

Influence de la nature du sol

Cette étude a été réalisée avec le géotextile GTX_R sur quatre types d'essais d'extraction conduits pour les deux sols (sable et limon):

- des essais de recouvrement seul sur une longueur L (= 1,1 m) avec traction horizontale du géosynthétique;
- des essais de recouvrement seul sur une longueur L avec traction le long de la pente pour une inclinaison $\beta = 20^\circ$;
- des essais de fichage vertical pour une longueur L et une profondeur d'ancrage D (= 0,5 m) avec traction sur le géosynthétique le long de la pente;
- des essais d'ancrage complet pour une longueur d'ancrage L , une profondeur D et une largeur de fond de tranchée B (= 0,5 m) avec traction sur le géosynthétique le long de la pente.

Les résultats obtenus sont donnés à la figure 9; celle-ci illustre que la capacité d'ancrage dans le limon est environ deux fois plus grande que dans le sable dans le cas du recouvrement simple et de l'ancrage complet; cette différence est moindre dans le cas du fichage vertical. Cette augmentation peut s'expliquer par l'effet combiné:

- de l'augmentation de la contrainte normale appliquée sur les parties linéaires de la tranchée ($\gamma_{\text{limon}} > \gamma_{\text{sable}}$);
- des caractéristiques de frottement différentes entre l'interface «sable/GTX_R» et l'interface «limon/GTX_R»; les mesures au plan incliné ayant donné des angles de frottement sensiblement égaux avec le sable et le limon,

les résistances au cisaillement peuvent être attribuées à l'existence d'un phénomène d'adhésion entre le géotextile et le limon; cette adhésion est difficile à mesurer avec précision;

- des mécanismes de rupture différents (mise en butée du massif de sol, cisaillement: cf § 8).

7

Comparaison entre les valeurs calculées à partir des trois méthodes et les valeurs mesurées

Les trois méthodes de calcul proposent le dimensionnement d'une tranchée d'ancrage avec un sol pulvérulent et n'abordent pas le cas des sols cohérents. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs calculées à l'aide des trois méthodes répertoriées est donc limitée au cas du sol sableux.

7.1

Recouvrement simple

La comparaison entre les valeurs mesurées et calculées dans le cas d'un recouvrement simple et pour différents angles β (Fig. 10) permet de faire les observations suivantes (pour une longueur d'ancrage de 1,50 m):

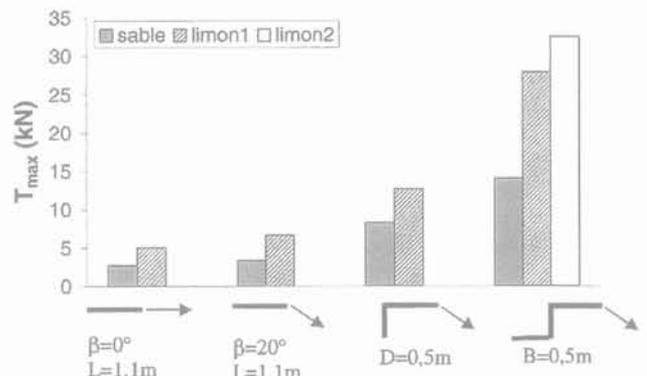


FIG. 9 Influence du type de sol. Effect of soil type.

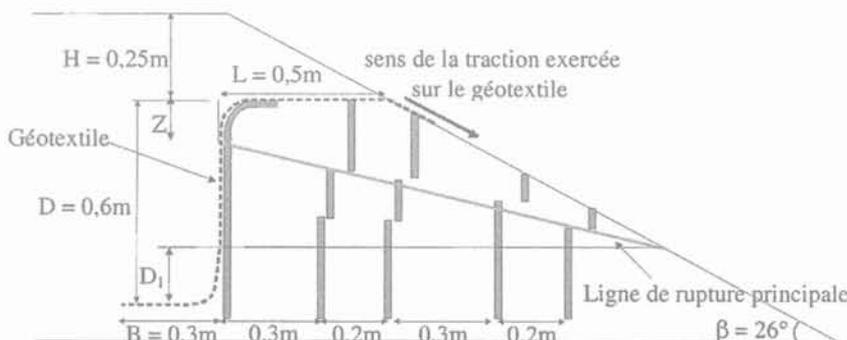


FIG. 8 Surface de rupture observée expérimentalement dans le massif de sable. Failure observed in the sand by experimentation.

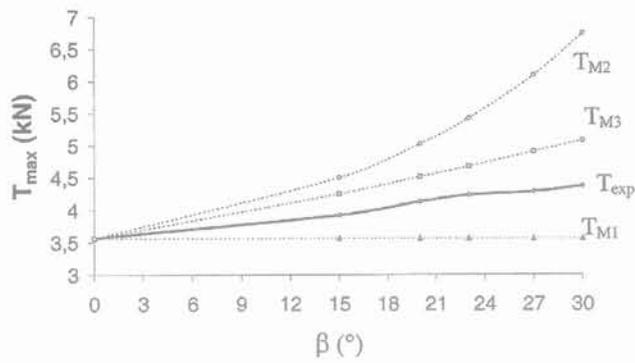


FIG. 10 Comparaison entre les valeurs calculées et mesurées dans le cas du recouvrement simple.
Graph comparing the experimental and calculated values for simple run-out.

– les valeurs calculées avec la méthode M_2 divergent des valeurs expérimentales et la différence augmente avec β ;

– les valeurs calculées avec les méthodes M_1 et M_3 encadrent les valeurs expérimentales, la méthode M_1 ayant tendance à sous-estimer les valeurs expérimentales alors que la méthode M_3 les surestime; l'écart par rapport aux mesures croît avec β .

Aucune des trois méthodes de calcul ne permet d'expliquer complètement les résultats expérimentaux.

7.2

Fichage vertical

Les valeurs calculées avec les trois méthodes de calcul sont confrontées aux valeurs mesurées pour différentes configurations de fichage vertical (Tableau IV et Fig. 11).

Les valeurs obtenues avec les méthodes de calcul M_2 et M_3 sont nettement supérieures aux valeurs mesurées et l'écart augmente avec les dimensions du fichage

TABLEAU IV Essais de fichage vertical avec le sable.
Vertical embedding test with the sand.

δ (°)	β (°)	H (m)	L (m)	D (m)	T_{exp} (kN)	T_{M1} (kN)	T_{M2} (kN)	T_{M3} (kN)				
34°	22°	0,25		0,3	2,10	1,63	14,73	4,39				
					2,18							
				0,5	0,6	4,01	3,26	38,69	10,47			
					3,83							
				0,9	5,93*	5,59	72,91	19,16				
					5,86*							
				37°	20°	0,3	1,1	0,3	3,70	3,32	17,24	6,58
									7,57			
								0,6	7,92	4,95	41,19	12,66
									7,71			
37°	20°	0,3	1,1	0,5	8,29	5,59	35,73	14,29				

*Rupture de massif.

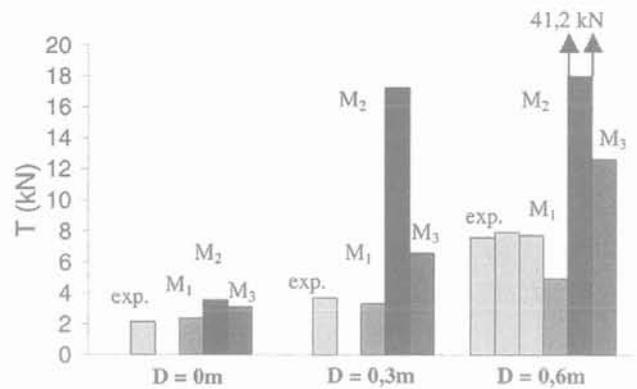


FIG. 11 Comparaison entre les valeurs mesurées et calculées par les trois méthodes de calcul dans le cas du recouvrement et du fichage vertical.
Graph comparing the experimental and calculated values with the three design methods for the cases of vertical embedding and simple run-out.

alors qu'il est faible dans le cas du recouvrement simple pour cette inclinaison de talus ($\beta = 22^\circ$). La méthode M_1 sous-estime les valeurs mesurées lorsque la profondeur de fichage augmente ($D = 0,6$ m); ceci peut s'expliquer par le fait que cette méthode prend en compte uniquement le frottement sur les parties linéaires et utilise l'hypothèse des terres au repos pour calculer la contrainte horizontale appliquée sur le géosynthétique dans le fichage (sur la partie verticale D).

7.3

Ancrage complet

Ce cas n'est pas traité par la méthode M_2 . Les valeurs calculées avec les méthodes de calcul M_1 et M_3 sont comparées aux valeurs mesurées pour différentes configurations de l'ancrage complet (Tableau V). La méthode de calcul M_1 donne des résultats proches des

TABLEAU V Essais d'ancrage complet avec le sable.
Complete anchorage test with the sand.

δ (°)	β (°)	H (m)	L (m)	D (m)	B (m)	T_{exp} (kN)	T_{M1} (kN)	T_{M3} (kN)		
34°	26,6°	0,25	1,1	0,3	0,3	5,95	7,04	48,91		
					0,6	8,35	10,76	90,93		
					0,5	7,74	9,01	75,91		
			1,1	0,6	0,3	8,30	11,36	11,59	10,70	78,21
						9,58	17,80	16,44	143,14	
						1,1	0,6	0,5	14,00	15,66
37°	20°	0,3	1,1	0,5	0,5	15,84				

valeurs expérimentales. Comme pour les configurations d'ancrage précédentes, la méthode de calcul M_3 donne des valeurs très supérieures aux valeurs mesurées.

D'une manière générale, la comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux calculés par la méthode M_1 (Fig. 12) montre que la capacité d'ancrage de la tranchée seule ($D + B$) représente entre 75 et 90 % de la capacité totale à la rupture du dispositif en tête de talus ($L + D + B$). On en déduit que les paramètres géométriques prépondérants à prendre en compte lors du dimensionnement de telles tranchées sont la profondeur de la tranchée D et la largeur du fond de la tranchée B ; la longueur L est essentiellement à prendre en compte pour assurer la stabilité du massif de sol situé entre la tranchée et la pente.

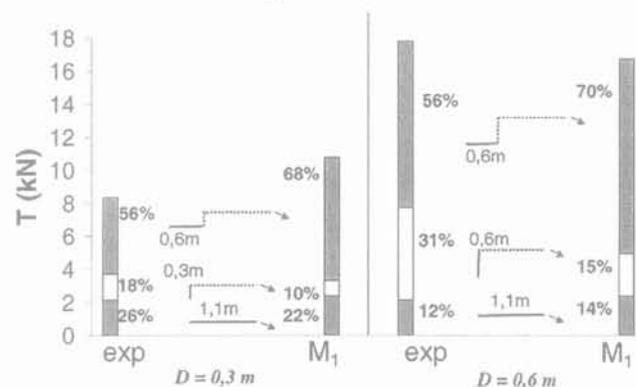


FIG. 12 Comparaison entre les valeurs mesurées et calculées par la méthode de calcul M_1 dans le cas d'un ancrage complet.
Graph comparing the experimental and calculated values with the design method M_1 for the case of complete anchorage trench.

Observation des mécanismes d'ancrage

Les mesures complémentaires (Fig. 5) effectuées au cours des essais réalisés pour étudier l'influence de la

nature du sol permettent d'obtenir d'une part les courbes :

- des efforts en tête T en fonction du déplacement u du câble du treuil ;
- des déplacements u' de certains points du géosynthétique en fonction de u ;

et d'autre part les déplacements à la rupture dans le massif de sol situé entre le parement du talus et le fichage du géosynthétique (colonnes de sable coloré).

Nous détaillons les résultats obtenus pour l'essai d'ancrage complet avec les deux sols (sable et limon 1).

La capacité d'ancrage à la rupture de la tranchée est différente selon le sol utilisé :

$$T_{sable} < T_{limon1}$$

D'après des différentes mesures des déplacements des points du géosynthétique connectés (Figs. 13 et 15) au dispositif de mesure, nous pouvons essayer de distinguer les deux mécanismes suivants :

- mobilisation du frottement le long du géosynthétique dans la tranchée ;
- réaction du massif de sol à la force appliquée au géosynthétique.

8.1

Ancrage complet dans le sable

La courbe (Fig. 13) représentant le déplacement du capteur C_4 en fonction du déplacement u du câble du treuil est constituée de trois segments de pentes différentes entre le début de l'essai et l'instant où la force maximum a été mobilisée ; l'analyse de cette courbe met en évidence les différentes étapes de mobilisation du frottement le long du géosynthétique dans la tranchée :

- *étape 1* - $0 \text{ mm} < u < 30 \text{ mm}$: pas de déplacement du point C_4 , cette étape correspond à la mobilisation du frottement sur la longueur L ;
- *étape 2* - $30 \text{ mm} < u < 120 \text{ mm}$: mise en mouvement du point C_4 , la pente de ce segment est faible, le point C_6 reste immobile ; cette étape correspond au début du tassement de l'angle de la tranchée et à la mise en butée du sol sous cet angle ;

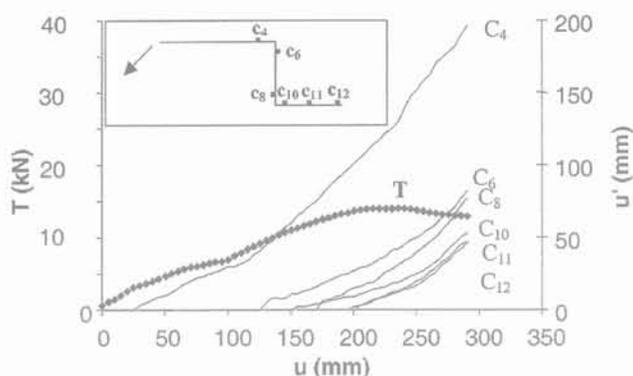


FIG. 13 Mesures de l'effort en tête et des déplacements en différents points du géotextile en fonction du déplacement imposé pour un essai d'ancrage complet dans le sable.
Measurements of the force at the top and the displacements of the geotextile according to the imposed displacement in a complete anchorage trench for the sand.

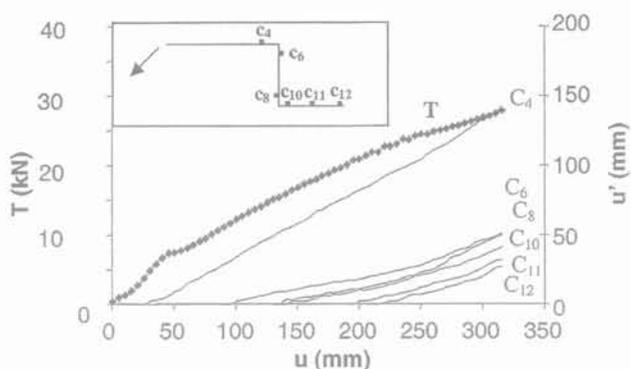


FIG. 15 Mesures de l'effort en tête et des déplacements en différents points du géotextile en fonction du déplacement imposé pour un essai d'ancrage complet dans le limon 1.
Measurements of the force at the top and the displacements of the geotextile according to the imposed displacement in a complete anchorage trench for the silt 1.

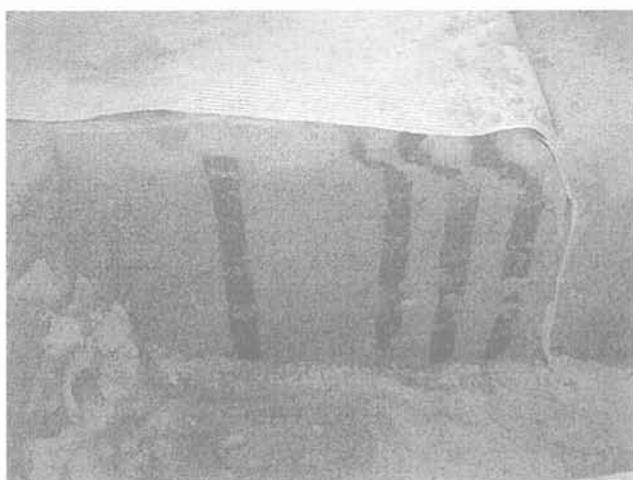


FIG. 14 Déformation du massif de sol en fin d'essai dans le cas du sable.
Deformation of the soil situated between the slope and the trench in the case of the sand.

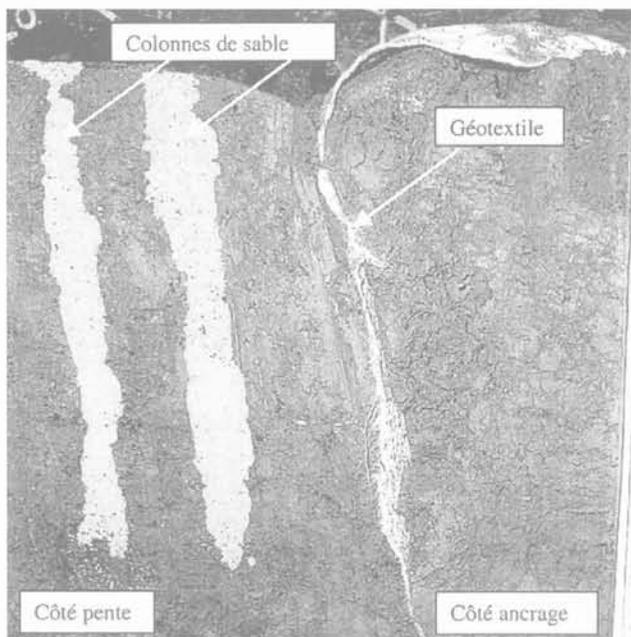


FIG. 16 Déformation du massif de sol en fin d'essai dans le cas du limon 1.
Deformation of the soil situated between the slope and the trench in the case of the silt 1.

–*étape 3* – $120 \text{ mm} < u < 235 \text{ mm}$: la pente de ce segment est supérieure à la précédente, cette étape correspond à la mobilisation du frottement le long du géosynthétique sur D et B ; à la fin de cette étape, la force d'extraction appliquée au géosynthétique atteint son maximum.

Le tassement de l'angle de la tranchée peut être observé à la fin de l'essai (Fig. 14).

La seconde information apportée par l'observation des colonnes de sable (Fig. 14) est le déplacement d'une bande de sol sous le géosynthétique sur toute la longueur L. Cette observation a été faite à la fin de l'étape 3 et correspond donc au déplacement du sol quand l'effort appliqué au géosynthétique a atteint son maximum. Pour ce type de sol, une couche de sable est entraînée par le géotextile au cours de son déplacement.

8.2

Ancrage complet dans le limon 1

L'observation des déplacements des points du géo-

synthétique connectés au dispositif de mesure (Fig. 15) permet d'établir les différentes étapes de mobilisation du frottement le long du géosynthétique dans la tranchée :

–*étape 1* – $0 \text{ mm} < u < 30 \text{ mm}$: pas de déplacement du point C_4 , cette étape correspond à la mobilisation du frottement sur L ;

–*étape 2* – $30 \text{ mm} < u < 90 \text{ mm}$: mise en mouvement du point C_4 , le point C_6 reste immobile ; cette étape correspond au début du tassement de l'angle de la tranchée et à la mise en butée de l'angle de la tranchée ;

–*étape 3* – $90 \text{ mm} < u < 230 \text{ mm}$: mise en mouvement progressive de tous les points du géosynthétique ; cette étape correspond à la mobilisation progressive du frottement sur D puis sur B, T n'a pas atteint son maximum ;

–étape 4 – $u > 230$ mm : tous les points se déplacent comme le câble du treuil, T atteint son maximum pour $u = 315$ mm soit 85 mm après le déplacement du dernier point connecté (C_{12}) du géosynthétique.

L'observation des colonnes de sable coloré (Fig. 16) montre, à l'inverse de l'ancrage dans le sable, qu'il n'y a pas de déplacement d'une couche de sol sous le géosynthétique sur la longueur L.

8.3

Comparaison des observations faites sur les deux sols

Les mécanismes de ruptures semblent être fonction du sol :

– la mobilisation du frottement le long du géotextile dans la tranchée n'est pas identique pour les deux sols étudiés ; T atteint son maximum lorsque le dernier point du géotextile se déplace dans le cas du sable alors que ce maximum est retardé dans le cas du limon ;

– la réaction du massif de sol est, elle aussi, différente puisqu'une rupture dans le sol est observée dans le cas de l'ancrage dans le sable mais pas dans le cas de l'ancrage dans le limon.

9

Conclusion

Dans les conditions expérimentales mises en œuvre, en particulier pour les sols utilisés et les dimensions des tranchées testées, les essais réalisés au banc d'ancrage ont montré que les méthodes de calculs notées M_2 et M_3 surestiment de manière importante la capacité d'ancrage à la rupture d'une tranchée donnée. Dans les mêmes conditions, la méthode M_1 prenant en compte uniquement le frottement sur les parties linéaires donne des valeurs proches des valeurs mesurées à la rupture qui, en outre, sont conservatives. A défaut de disposer d'une méthode plus pertinente prenant mieux en compte les mécanismes d'ancrage observés, les valeurs calculées par la méthode M_1 sont acceptables pour le dimensionnement d'une tranchée d'ancrage dans un sol pulvérulent.

Les différentes géométries testées ont permis de mettre en évidence que :

– l'angle d'inclinaison de la pente a une influence non négligeable sur la capacité d'ancrage notamment pour les ancrages par recouvrement simple ;

– la longueur L est un paramètre dimensionnant pour la stabilité du massif d'ancrage ;

– les dimensions D et B sont des paramètres dimensionnants pour la capacité d'ancrage de la tranchée.

Les différents essais réalisés avec un sol sableux et un sol limoneux ont mis en évidence que la capacité d'ancrage d'une tranchée est fonction du sol et pas uniquement de l'angle de frottement δ à l'interface « sol/géosynthétique ».

L'instrumentation du géosynthétique dans le sol et les colonnes de sables colorés implantées dans le massif de sol ont permis de suivre la mobilisation des mécanismes frottement dans la tranchée :

– selon la configuration de la tranchée et le sol envisagés, la surface de rupture peut être transférée de l'interface « géosynthétique/sol » vers l'intérieur du sol ;

– un tassement du sol dans le premier angle de la tranchée et donc une augmentation de la contrainte est observé dans cette zone.

Suite aux observations faites lors de notre expérimentation, une approche de la méthode de dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus peut consister à :

– appliquer un coefficient de sécurité à la force à reprendre en tête de talus ; ce coefficient est fonction du type et de l'importance de l'ouvrage : par exemple, pour les bassins, on peut se référer au Guide technique (2000) ;

– déterminer les paramètres D et B permettant de reprendre cette force par l'ancrage ;

– déterminer la distance L entre la tranchée et la pente assurant la stabilité du massif de sol en tête de talus.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le CETMEF pour son concours et les producteurs Bidim Geosynthetics et Siplast pour leur contribution.

Bibliographie

- Briançon L. – *Stabilité sur pentes des dispositifs géosynthétiques. Caractérisation du frottement aux interfaces et applications*. Thèse de docteur ès Sciences, Université de Bordeaux, France, 2001, 200 p.
- Guide technique – *Étanchéité par géomembranes des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier*. Co-édité par le SETRA et le LCPC, guide complémentaire, 2000, 71 p.
- Hulling D.E., Sansone L.J. – « Design concerns and performance of geomembrane anchor trenches ». *Geotextiles and*

- Geomembranes*, vol. 15, 1997, p. 403-417.
- Imaizumi S., Tsuboi M., Doi Y., Shimizu T., Miyaji H. – « Anchorage ability of a geosynthetic liner buried in a trench filled with concrete ». *Proceeding of Sardinia 97, Sixth International Landfill Symposium*, Cagliari, Italy, 13-17 October 1997, p. 453-462.
- Koerner R.M. – *Designing with geosynthetics*. Prentice Hall, 1998, 761 p., 4th ed.
- Koerner R.M., Wayne M.H. – « Geomembrane anchorage behavior using large-scale pullout apparatus ». *Rilem*

report 4th: *Geomembrane, Identification and performance testing*, Rollin A. and Rigo J.M. Ed., Chapman and Hall, London, 1991, p. 204-218.

Norme AFNOR NF P 84-522 – *Géomembrane. Mesure de l'angle de glissement des dispositifs d'étanchéité par géomembrane (DEG) à l'aide d'un plan incliné*. AFNOR, juin 1994.

Norme (projet) PrEN ISO 12957-2 – *Geosynthetic – Determination of friction characteristics*. Part 2: Inclined plane test, European Committee for standardisation, Brussels, September 2000.

Caractérisation hydrodynamique de mâchefers d'incinération d'ordures ménagères utilisés en construction routière

D. FRANÇOIS
J. AUZIEAU
G. RAIMBAULT

Laboratoire central
des ponts et chaussées
Centre de Nantes
Route de Bouaye
BP 4129
44321 Bouguenais Cedex
denis.francois@lcpc.fr
jocelyne.auzizeau@lcpc.fr
georges.raimbault@lcpc.fr

Résumé

Les propriétés hydrodynamiques des mâchefers d'incinération d'ordures ménagères (MIOM), bien que déterminantes pour la durabilité mécanique et l'éco-compatibilité des ouvrages routiers construits avec ces matériaux, sont encore mal connues. Une étude de caractérisation de deux matériaux représentatifs des deux principaux modes de production des MIOM en France a été conduite. La perméabilité des MIOM, compactés selon les spécifications utilisées en construction routière, a été mesurée et comparée aux rares références existantes. Les courbes de rétention d'eau de ces MIOM ($s = f(w)$; $s = f(\theta)$), à deux âges, ont été établies. Elles s'apparentent à celle d'un limon. Les MIOM semblent présenter des propriétés drainantes et des teneurs en eau volumiques d'au moins 20 % dans les conditions hydriques courantes des ouvrages routiers des régions tempérées.

Mots-clés : conductivité hydraulique, construction routière, densité, mâchefers d'incinération d'ordures ménagères, propriétés hydrodynamiques, limon, sable, rétention d'eau, succion, teneur en eau.

Hydrodynamic characterization of municipal solid waste incinerator bottom ashes used in road construction

Abstract

Municipal solid waste incinerator (MSWI) bottom ash hydrodynamic properties, although decisive for the durability and the eco-compatibility of road structures built with this material, are still badly known. A characterisation study of two materials representative of the two main MSWI bottom ash production processes in France has been carried out. The permeability of MSWI bottom ash, compacted according to the specifications used in road construction, has been measured and compared to the scarce existing references. Water retention curves of these materials ($s = f(w)$; $s = f(\theta)$), at two ages, have been plotted. They resemble to a silt one. MSWI bottom ash seems to have draining properties and volume water contents of at least 20 % under common hydric conditions of road structures in temperate regions.

Key words : hydraulic conductivity, road construction, density, municipal solid waste incinerator bottom ash, hydrodynamic properties, silt, sand, water retention, suction, water content.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003

Introduction

La politique de préservation des ressources naturelles conduit à optimiser le recours aux matériaux de substitution dans le domaine de la construction routière (terrassements, chaussées). Optimiser signifie utiliser le plus largement possible ces matériaux tout en restant garant de la durabilité des ouvrages et de leur éco-compatibilité, tant à long terme qu'à court terme.

Or, les revêtements routiers ne sont pas imperméables aux eaux de pluie (Van Ganse, 1978; Raimbault et Silvestre, 1990) et l'état hydrique des matériaux de substitution placés dans les ouvrages routiers, les vitesses de percolation à travers les couches des chaussées, vont déterminer les réactions chimiques et les flux de matière à partir de ces couches. Il est donc important de connaître les caractéristiques hydrodynamiques de ces matériaux pour apprécier la signification des paramètres des essais de caractérisation environnementale (lixiviation, percolation), voire pour en développer de nouveaux, plus représentatifs des conditions réelles. Ces facteurs peuvent aussi avoir des effets sur les propriétés mécaniques des matériaux et sur leur évolution. Enfin, leur meilleure connaissance permet d'envisager la modélisation mathématique du comportement des matériaux de substitution en scénarios d'utilisation routière.

Les mâchefers d'incinération d'ordures ménagères (MIOM) sont des matériaux particulièrement réactifs (Bodéan *et al.*, 2001) dont les teneurs en métaux lourds (cadmium, cuivre, plomb, zinc, chrome, mercure, nickel) peuvent être importantes (Chandler *et al.*, 1997) et pour partie solubilisées par les eaux d'infiltration dans les chaussées. Aussi, bien que la circulaire 94-IV-1 du ministère de l'Environnement recommande d'une façon générale de limiter les contacts des MIOM avec les eaux, la connaissance des propriétés hydrodynamiques de ces matériaux n'en est pas moins nécessaire. Or peu de données ont été rassemblées à ce jour sur ce sujet (Hartlen et Elander, 1986; Geoteknisk Institut, 1992; Radenberg, 1994). L'objectif de ce travail a été de mesurer la perméabilité de MIOM compactés en éprouvette selon des références utilisées en construction routière, et d'établir la relation succion-teneur en eau (dite courbe de rétention d'eau) de ces matériaux.

Matériel et méthodes

Origine des matériaux

Le type de bassin de production des ordures ménagères et leur mode d'incinération – les deux étant liés par la capacité d'incinération des fours d'incinération (en tonne/heure) – sont susceptibles d'avoir une influence sur les propriétés des mâchefers (Chandler *et al.*, 1997). Aussi, deux matériaux, représentatifs des deux principaux types de production en France, ont-ils été choisis pour cette étude. Ces deux mâchefers sont valorisables selon les critères définis par la circulaire 94-IV-1 (classe V) et couramment utilisés en construction routière. Les caractéristiques réglementaires de ces deux matériaux sont présentées dans le tableau I.

Le premier matériau est représentatif des mâchefers produits en zone urbaine dans des fours à grilles de grande capacité. Il provient de l'usine d'incinération d'Ivry-sur-Seine (2 fours de 50 tonnes/heure) en région parisienne. Les mâchefers étudiés ont été produits en février 1998.

Le second matériau est représentatif des mâchefers produits en zone rurale, dans des fours oscillants, de plus faible capacité. Il provient de l'usine d'incinération des Rosiers d'Égletons (1 four de 5,3 tonnes/heure) dans le département de la Corrèze. Les mâchefers étudiés ont été produits en janvier 1998.

La maturation des stocks de mâchefers modifiant leurs propriétés physico-chimiques, pour en apprécier les effets éventuels sur les propriétés hydrodynamiques, les deux matériaux choisis ont fait l'objet d'une première caractérisation hydrodynamique après quelques mois, puis d'une seconde après un an et demi de vieillissement en tas à l'extérieur. Pour chaque phase de caractérisation les mâchefers ont été compactés dans des conditions analogues à celles pratiquées en application routière.

TABLEAU I Caractéristiques réglementaires des deux mâchefers.
Regulation characteristics of bottom ashes.

Paramètres	Unité	MIOM		Seuils pour valorisation
		Ivry	Égletons	
Taux d'imbrûlés	%	0,7	0,8	< 5
Lixiviation (NF X 31-210)				
Fraction soluble	%	4,8	1,0	< 5
Mercure	mg/kg	< 0,02	< 0,017	< 0,2
Plomb	mg/kg	4,8	0,2	< 10
Cadmium	mg/kg	< 0,15	< 0,017	< 1
Arsenic	mg/kg	< 0,15	< 0,17	< 2
Chrome VI	mg/kg	0,6	< 0,086	< 1,5
Sulfates	mg/kg	7 170	2 288	< 10 000
Carbone organique total	mg/kg	900	64	< 1 500

Préparation des échantillons pour essais

Les distributions granulométriques des deux MIOM étudiés sont présentées dans la figure 1. Les courbes sont très proches. L'analyse granulométrique a été réalisée selon le protocole de la norme NF P 18-560 à l'exception de la phase de lavage. Contrairement aux granulats naturels, les mâchefers sont un mélange de composés variés (verre, métaux, imbrûlés, cendres), pour partie indépendants, mais aussi pour une part importante, faiblement liés entre eux. Le lavage des MIOM jusqu'à l'obtention d'eaux de lavage claires (comme préconisé par la norme) conduit à la désagrégation du matériau qui n'est plus alors représentatif de celui qui est mis en œuvre. Pour cette raison il a été décidé de ne pas laver les MIOM avant tamisage. Les classes « graviers » (fraction 2-20 mm), et « sables grossiers » (0,2-2 mm) (Soltner, 1981), sont semblables quantitativement (Tableau II). Pour le matériau d'Ivry, la classe « graviers » représente 67 % de la masse, la classe « sables grossiers » représente 21,7 %, et l'inférieur à 200 μm , 9,3 %. Pour le matériau d'Égletons, les valeurs sont respectivement 64 %, 25,8 % et 8,2 %. Toutefois, les courbes montrent une répartition sensiblement différente des éléments à l'intérieur de la classe des « graviers », ces derniers apparaissant plus fins dans les MIOM des Rosiers d'Égletons que dans ceux d'Ivry-sur-Seine. Dans le cadre d'une étude antérieure

(non publiée), l'absence d'évolution granulométrique des mâchefers en cours de maturation a été observée. Dans le cadre de cette étude l'analyse granulométrique des MIOM n'a donc pas été répétée sur les matériaux vieilliss.

Afin de mettre les mâchefers dans des conditions de compacité analogues à celles pouvant être recherchées sur chantier routier, ceux-ci ont été compactés suivant la norme NF P 98-230-1, au compacteur d'éprouvettes par vibrocompression (VCEC – matériel LPC) dans des moules cylindriques en PVC ($\phi = 16 \text{ cm}$; $h = 32 \text{ cm}$) fendus sur toute leur hauteur. La vibrocompression a été préférée à la compression statique, plus énergique, mais susceptible de modifier fortement la granulométrie des échantillons. L'hypothèse a été faite de considérer ces mâchefers comme utilisés en couche de fondation. Les conditions de confection suivantes ont donc été choisies pour les éprouvettes :

- teneur en eau pondérale : 2 % inférieure à la teneur en eau à l'optimum Proctor modifié (norme NF P 94-078) ;
- compactage de qualité q2 : 97 % de la densité à l'optimum Proctor modifié (OPM).

Les références de compactage ont été déterminées en mai 1998. Elles sont présentées dans le tableau III. La première série d'éprouvettes a été préparée en mai 1998 (matériau jeune), la seconde en août 1999 (matériau mûr). L'homogénéité du compactage des éprouvettes a été vérifiée par auscultation de leur masse volu-

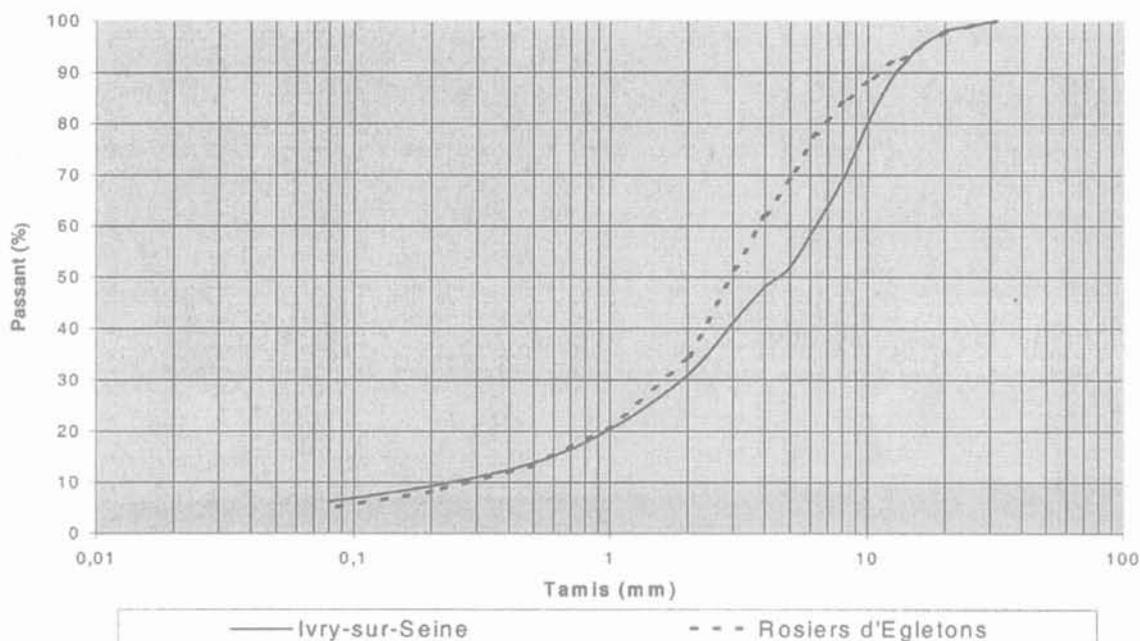


FIG. 1 Distribution granulométrique des MIOM. MSWI bottom ash particle size distribution.

TABLEAU II Analyse granulométrique des deux mâchefers. Particle size distribution of both bottom ashes.

Tamis	31,5	25	20	16	14	12,5	10	8	6,3	5	4	3,15	2	1	0,5	0,2	0,08
Classes	Cailloux		Graviers										Sables g.				
Ivry Passant (%)	100	99	98	95	92	89	80	69	60	52	48	42	31	20,4	13,8	9,3	6,2
Égletons Passant (%)	100	99	98	95	93	92	88	84	78	69	62	52	34	21	13,3	8,2	4,9

TABEAU III Références de compactage (OPM) des deux mâchefers.

Compaction references (MPO) of both bottom ashes.

Matériau	Densité sèche	Teneur en eau - W_{OPM} (%)
Ivry	1,79	12,5
Égletons	1,62	19,0

mique au banc gamma vertical (GVL - matériel LPC). En effet, pour pouvoir comparer les perméabilités aux deux âges, pour un matériau donné, le respect d'une densité constante entre les éprouvettes confectionnées au jeune âge et après vieillissement, était requis. Cette exigence a bien été respectée : les densités sèches, contrôlées au banc gamma, diffèrent de moins de 2 % entre les éprouvettes d'un même matériau. Les valeurs mesurées aux deux âges pour les deux mâchefers sont données dans le tableau IV. On constate que les densités obtenues sont plus proches de 90 % de l'OPM que de 97 %. Cet écart est dû aux difficultés de compactage des mâchefers en vibrocompression. Toutefois il n'empêche pas les comparaisons entre éprouvettes. A titre de comparaison, les taux de compactage mesurés sur des mâchefers extraits de deux chaussées anciennes en France étaient d'environ 90 et 97 % (François *et al.*, 2000). Afin de limiter leur évolution physico-chimique avant essai, les éprouvettes ont été conservées à 4 °C.

TABEAU IV Densité sèche réelle des éprouvettes. Samples actual dry density.

Matériau	Ivry		Égletons	
	jeune	mûri	jeune	mûri
Age (mois)	6	19	9	18
Densité sèche réelle	1,61	1,64	1,45	1,43

2.3

Détermination de la perméabilité

La perméabilité (ou conductivité hydraulique à saturation, k_s) exprime le rapport entre la vitesse de filtration - ou débit unitaire - (en m/s) et le gradient hydraulique. C'est un paramètre fondamental pour déterminer les scénarios d'utilisation des matériaux. Dans certains pays, il est pris en compte dans le dimensionnement des chaussées, par exemple en Autriche pour assurer la drainabilité des couches de base non liées (FVS, 1997).

Des essais préliminaires ont montré des chemements préférentiels le long des parois des moules en PVC. La fente longitudinale des moules permet d'en extraire les éprouvettes pour enduire l'intérieur des moules de paraffine. Les éprouvettes peuvent ensuite être replacées dans les moules, la paraffine prévenant les écoulements préférentiels. Un joint en silicone est réalisé à la base des moules pour assurer l'étanchéité avec l'embase (Fig. 2).

Lors de la saturation en eau de l'éprouvette, pour permettre l'évacuation de l'air contenu dans les pores du matériau, l'échantillon est saturé lentement de bas en haut (en 3 jours). Ensuite, une charge hydraulique constante (10 cm) lui est appliquée et le débit de sortie en bas d'éprouvette est mesuré.

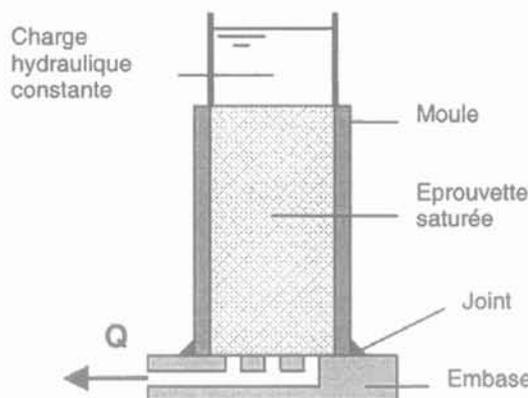


FIG. 2 Dispositif de mesure de la perméabilité. Permeability measurement device.

Les perméabilités mesurées seront comparées aux références existant pour les mâchefers (perméabilités mesurées en laboratoire), et à des ordres de grandeur pour des sols naturels (Bonneau et Souchier, 1979; Soltner, 1981; Hillel, 1988).

2.4

Détermination des courbes de rétention d'eau

L'état hydrique d'un matériau peut être défini par sa teneur en eau pondérale (w) ou volumique (θ) et par son potentiel matriciel (ψ_m). La valeur absolue de ce dernier, exprimée en hauteur d'eau, est égale à la succion (s) de l'eau interstitielle ($\psi_m = -s$). La succion, équivalente à une pression négative, se mesure en kPa. Pour un matériau donné, cette succion augmente lorsque le matériau se dessèche. Pour un matériau donné, à compacité donnée, succion et teneur en eau sont reliées par une courbe dite de rétention d'eau. On passe de w à θ grâce à la densité sèche du matériau ($\theta = \gamma_d \times w$).

La relation s/θ (ou s/w) présente un phénomène d'hystérésis, la courbe de drainage (D) d'un matériau donné étant différente de sa courbe d'humidification (H). Ce phénomène d'hystérésis peut être expliqué par l'effet dit « de la bouteille d'encre » (Hillel, 1988) : le potentiel de vidange (ψ_D) d'un pore est inversement proportionnel au diamètre d'entrée (r) de ce pore ; son potentiel de réhydratation (ψ_H) dépend du diamètre (R) du pore ($\psi_H = f(1/R)$). A une teneur en eau donnée, la succion correspondante de la courbe de drainage est supérieure à celle de la courbe d'humidification. Le phénomène d'hystérésis est plus prononcé dans les matériaux à structure grossière ($r \ll R$).

La détermination de la courbe de rétention nécessite la découpe de l'éprouvette et de son moule PVC en tranches de 3 cm. Les tranches sont découpées à sec sur des éprouvettes préalablement saturées, selon la technique indiquée plus haut, et congelées. La congélation sert à prévenir la détérioration du matériau pendant la découpe et permet d'obtenir des surfaces de tranche suffisamment lisses pour assurer un bon contact entre le matériau et les plaques de céramique poreuse de la chambre de pression (Fig. 3). On réalise une congélation rapide des éprouvettes pour empêcher la formation de gros cristaux de glace risquant de déstructurer le matériau.

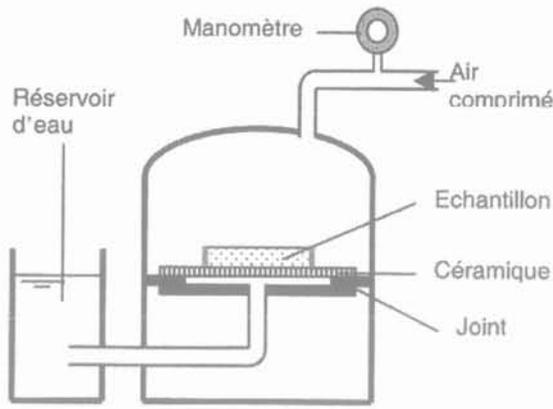


FIG. 3 Principe de l'essai en chambre de pression. Pressure chamber test principle.

Dans la chambre de pression, les tranches revenues à température ambiante, sont placées sur une plaque en céramique perméable à l'eau et imperméable à l'air (pression d'entrée d'air = 300 kPa). On applique une pression d'air dans la chambre, avec laquelle la teneur en eau du matériau se met à l'équilibre. La pression maximale appliquée, de 100 kPa, couvre largement la gamme des pressions généralement rencontrées dans les corps de chaussées en région tempérée (Silvestre, 1986 ; Raimbault, 1986). Pour une pression donnée, lorsque la teneur en eau atteint un équilibre, la pression imposée est égale en valeur absolue à la succion du matériau à cette teneur en eau. Pour chaque pression appliquée dans la chambre, la teneur en eau d'équilibre atteinte par l'échantillon est mesurée.

A partir d'échantillons saturés, on réalise dans un premier temps la courbe de drainage en appliquant des pressions croissantes, et dans un second temps la courbe d'humidification avec des pressions décroissantes.

A chaque palier de pression, le temps d'atteinte de l'équilibre est de deux jours et demi. La chambre peut recevoir deux échantillons à la fois. Chaque point des courbes (une douzaine par courbe) est la moyenne de quatre mesures.

Les courbes de rétention mesurées seront comparées à celles de matériaux naturels (sable et limon).

3

Résultats et interprétation

Pour les mâchefers d'Ivry-sur-Seine, la première phase d'essai a été conduite en août 1998 (matériau jeune), la seconde en septembre 1999 (matériau mûri).

TABLEAU VII Références de perméabilité. Permeability references.

Références		k_s (m/s)
Sols naturels	Sol sableux (Hillel, 1988)	$10^{-5} - 10^{-4}$
	Sol limoneux (Bonneau et Souchier, 1979)	$10^{-6} - 10^{-5}$
	Sol argileux (Hillel, 1988)	$10^{-9} - 10^{-6}$
MIOM	Allemagne (Radenberg, 1994)	1,8 à $4,9 \cdot 10^{-7*}$
	Danemark (Geoteknisk Institut, 1992)	3,5 à $4,5 \cdot 10^{-6}$
	Suède (Hartlen et Elander, 1986)	$2 \cdot 10^{-7}$ à 10^{-5**}

* Pour des masses volumiques sèches de 1,60 à 1,71 g/cm³.

** Mesuré à la densité maximale (Hartlen et Elander, 1986).

Pour les mâchefers des Rosiers d'Égletons, ces deux phases ont eu lieu respectivement en octobre 1998 et juillet 1999.

3.1

Perméabilité

La perméabilité des éprouvettes de MIOM étudiés va de $1,8 \cdot 10^{-5}$ à $3,3 \cdot 10^{-4}$ m/s (Tableau V). Il n'y a pas de différence notable entre les perméabilités des deux mâchefers. La perméabilité ne semble pas non plus varier significativement avec le mûrissement des matériaux. La perméabilité du mâchefer d'Ivry mûri est légèrement plus forte. A l'observation des éprouvettes, il semblerait que la teneur en morceaux de verre grossiers de ce matériau, plus importante que dans l'éprouvette de matériau jeune, puisse en être la cause.

TABLEAU V Perméabilité des mâchefers. Bottom ash permeability.

Matériau	k_s (m/s)	Écart-type (m/s)
Ivry jeune	$6,0 \cdot 10^{-5}$	$0,16 \cdot 10^{-5}$
Ivry mûri	$3,3 \cdot 10^{-4}$	$0,14 \cdot 10^{-4}$
Égletons jeune	$8,0 \cdot 10^{-5}$	$0,66 \cdot 10^{-5}$
Égletons mûri	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$0,09 \cdot 10^{-5}$

Ces résultats peuvent être comparés à différentes références. D'après ces valeurs, les mâchefers s'apparentent à des sols « assez perméables » à « perméables » (Tableau VI) et à des sols naturels sableux (Tableau VII).

Les résultats obtenus sont comparables à ceux donnés par l'institut géotechnique danois (Geoteknisk Institut, 1992) car une différence d'un seul ordre de grandeur peut être considérée comme minime lorsqu'on prend en compte le faible taux de compactage (90 %)

TABLEAU VI Échelles de perméabilité (d'après Soltner, 1981).

Permeability scale (from Soltner, 1981).

Sols	k_s (m/s)
Imperméables	10^{-7}
Peu perméables	10^{-6}
Assez perméables	10^{-5}
Perméables	10^{-4}
Très perméables	10^{-3}

des échantillons étudiés. Un léger accroissement du taux de compactage peut avoir un effet important sur la perméabilité (Croney *et al.*, 1958).

3.2

Courbes de rétention d'eau

3.2.1

Rétention en fonction de la teneur en eau pondérale (w)

Les courbes de rétention (D et H) des deux mâchefers, aux deux âges (jeune - J ; mûri - M), ainsi que les courbes de rétention d'un sable et d'un limon sont présentées dans la figure 4.

Ces courbes montrent que les propriétés des MIOM se rapprochent plus de celles du limon que du sable, en particulier dans le cas du matériau des Rosiers d'Égletons.

Le tracé révèle aussi que pour les deux mâchefers, avec le vieillissement, les courbes de rétention se déplacent vers des teneurs en eau plus fortes. Pour une succion donnée, la teneur en eau est ainsi de 1 à 3 % supérieure pour le matériau mûri dans la zone des fortes succions (partie verticale des courbes), mais la différence est bien supérieure aux faibles succions, lorsqu'on se trouve plus proche de la saturation. Avec le vieillissement, les MIOM semblent retenir davantage l'eau. Les MIOM ne subissant pas d'évolution granulométrique entre deux âges (cf. préparation des échantillons), ceci peut donc être imputable à leur évolution physico-chimique. Par contre, la forme générale des courbes de succion ne semble pas évoluer.

Le matériau d'Ivry-sur-Seine, qui est le plus dense des deux et celui qui, à pression donnée, retient le moins d'eau, est celui qui présente la plus faible évolution entre les deux âges.

Le glissement de la courbe des mâchefers des Rosiers d'Égletons mûris est tel, que le matériau apparaît plus hydrophile que le limon.

La teneur en eau à l'optimum Proctor Modifié (w_{OPM}) a été mesurée pour confectionner les éprouvettes (Tableau III). Pour le matériau d'Ivry-sur-Seine, cette

teneur en eau ($w_{OPM} = 12,5\%$) se situe en limite inférieure des teneurs en eau mesurées sur ce matériau durant les essais de succion, c'est-à-dire qu'elle correspond aux fortes forces de succion (Fig. 4). Au contraire, pour le matériau des Rosiers d'Égletons, cette teneur en eau ($w_{OPM} = 19,0\%$) est proche du centre de la gamme des teneurs en eau mesurées sur ce matériau (15 à 26 %) et correspond à des tensions inférieures à 15 kPa (150 cm d'eau).

Ce genre de considérations peut avoir des conséquences sur le comportement à court terme des MIOM après leur mise en œuvre. Les matériaux sont généralement mis en œuvre à une teneur en eau de $w_{OPM} - 2\%$. S'il est mis en œuvre à une teneur en eau correspondant à une tension interstitielle élevée par rapport à son environnement proche (sol sous-jacent, autres couches de la chaussée), le matériau va avoir tendance à équilibrer son potentiel avec son environnement, donc à augmenter sa teneur en eau. Ceci se fera à partir des couches environnantes ou grâce à l'infiltration à l'occasion des premiers événements pluvieux. Or les propriétés de portance des MIOM sont très sensibles aux variations de teneur en eau (François *et al.*, 2000). Après leur mise en œuvre, la portance des couches de MIOM pourrait donc varier à court terme sous l'effet de ce rééquilibrage des potentiels hydriques.

3.2.2

Rétention en fonction de la teneur en eau volumique (θ)

La densité sèche des deux mâchefers étant connue (Tableau IV), les courbes de rétention en fonction de la teneur en eau volumique peuvent en être déduites (Fig. 5).

La représentation des courbes de rétention en fonction de la teneur en eau volumique confirme le rapprochement entre les MIOM et le limon. Elle aboutit à une moins grande dispersion des caractéristiques que l'expression précédente. Le rapprochement des courbes est tel que les caractéristiques des matériaux « Ivry mûri » et « Égletons jeune » sont similaires.

Pour les deux matériaux on observe encore le déplacement des courbes avec le vieillissement (1 à 3 % aux fortes succions, et plus aux pressions faibles).

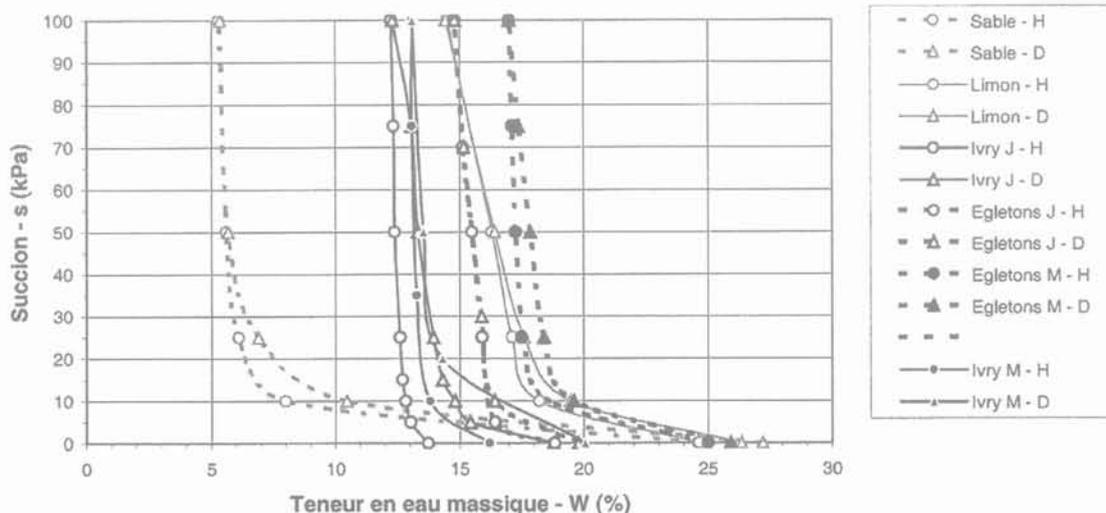


FIG. 4 Courbes de rétention selon la teneur en eau pondérale. Retention curves as a function of the weight water content.

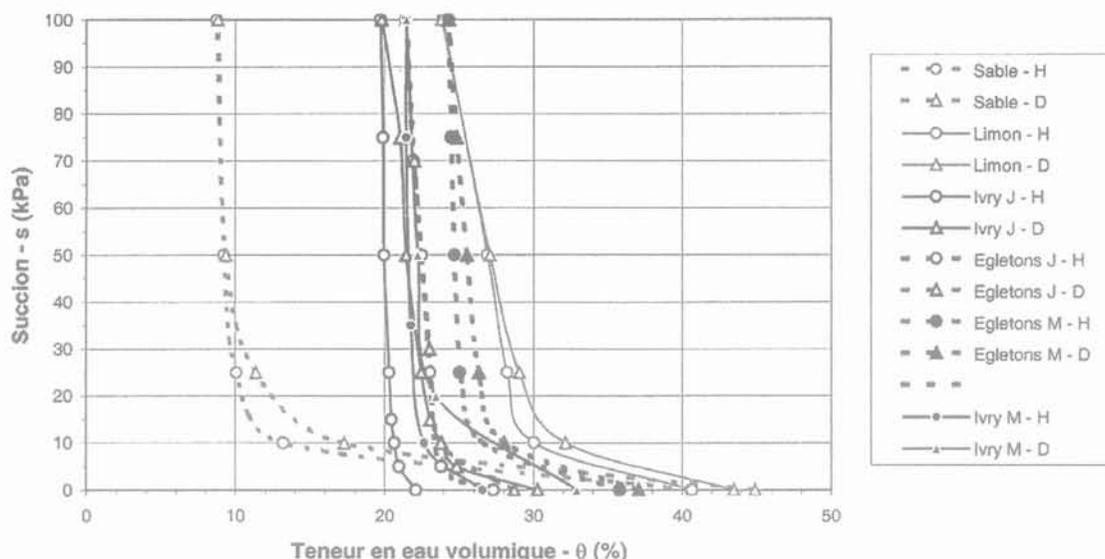


FIG. 5 Courbes de rétention selon la teneur en eau volumique.
Retention curves as a function of the volume water content.

La densité sèche réelle de chaque matériau est connue (Tableau IV), ainsi que la teneur en eau à l'OPM des matériaux « Ivry jeune » et « Égletons jeune » (Tableau III). Si l'on calcule la teneur en eau volumique de ces derniers matériaux à l'OPM (θ_{OPM}), on peut observer sa situation par rapport à leurs courbes de succion. Pour « Ivry jeune », θ_{OPM} vaut 20 % ($12,5 \% \times 1,61$), ce qui correspond aux fortes succions et faibles teneurs en eau du matériau. Pour « Égletons jeune », θ_{OPM} vaut 27,5 % ($19,0 \% \times 1,45$), ce qui correspond à des pressions plus faibles, inférieures à 15 kPa.

La teneur en eau résiduelle (notée θ_r) est la teneur en eau du matériau en dessous de laquelle il est difficile de descendre. On peut l'évaluer en soumettant le matériau à une pression de 1 600 kPa ($pF = 4,2$) (Soltner, 1981 ; Bädjer, 2000). Le dispositif utilisé dans cette étude ne permettait pas d'atteindre une telle pression. Toutefois, la forte pente des courbes de succion, dès 30 kPa (300 cm d'eau), permet d'exprimer une valeur tendant vers la teneur en eau résiduelle, que l'on appellera teneur en eau « difficilement échangeable » (θ_{100}). Cette approximation se justifie aussi par le fait que hors conditions extrêmes (périodes de gel, périodes très sèches ou zones arides), les forces de succion dans un corps de chaussée restent dans la gamme de pression appliquée ici (Silvestre, 1986 ; Raimbault, 1986). Les teneurs en eau de saturation (θ_s) des différents matériaux ainsi que θ_{100} sont présentées dans le tableau VIII.

TABLEAU VIII Teneur en eau résiduelle et en eau « difficilement échangeable » des mâchefers.
Bottom ash residual water content and « hard to exchange » water content.

Matériau	θ_s (%)	θ_{100} (%)
Ivry jeune	30	20
Ivry mûri	29	21
Égletons jeune	33	21
Égletons-mûri	37	24

On voit que les teneurs en eau des MIOM peuvent atteindre le tiers de leur volume. Les teneurs en eau « difficilement échangeable » des MIOM sont d'environ 20 %.

La teneur en eau résiduelle dépend de la granulométrie des matériaux (Hillel, 1988) et de leur densité sèche. Plus un matériau est fin, plus sa teneur en eau résiduelle sera grande. Plus un matériau sera compacté, plus sa teneur en eau résiduelle sera grande (Croney *et al.*, 1958). Les deux mâchefers étudiés avaient des distributions granulométriques proches (Fig. 1). Leurs taux de compactage étaient voisins.

Grâce aux mesures de teneur en eau pondérale et de masse volumique sèche, réalisées en place sur des MIOM extraits de deux chaussées (François *et al.*, 2000), leurs teneurs en eau volumiques réelles ont pu être estimées. Elles vont de 14,8 à 20,4 % dans un cas, et de 24,2 à 27,6 % dans l'autre. Dans le premier cas le MIOM avait un taux de compactage de 90 %, dans le second de 97 %. Le premier matériau s'apparentait à une grave non traitée 0/31,5 mm, le second à une GNT 0/20 mm (AFNOR, 1995). Selon les caractéristiques des MIOM et leurs conditions de mise en œuvre, leurs teneurs en eau pourront donc fortement varier.

4

Conclusion

Cette étude visait à compléter le peu d'éléments rassemblés jusqu'à ce jour sur les caractéristiques hydrodynamiques des mâchefers, ces dernières étant déterminantes pour la durabilité physique et l'éco-compatibilité des ouvrages routiers.

Les coefficients de perméabilité mesurés sur les mâchefers étudiés correspondent à un sol naturel sableux. Les MIOM, compactés selon des références rencontrées dans des cas réels, apparaissent comme « assez perméables » à « perméables ». Par ailleurs, ces mêmes matériaux présentent des courbes de rétention d'eau s'approchant beaucoup plus de celle d'un limon que de celle d'un sable. La courbe de rétention des

mâchefers des Rosiers d'Égletons est la plus proche de celle du limon. Ils diffèrent des MIOM d'Ivry par une fraction « graviers » moins grossière. La compréhension de l'influence de la granulométrie des mâchefers sur leurs propriétés hydrodynamiques est à approfondir, de même que celle de leur taux de compactage. Des essais identiques, sur des MIOM compactés à des taux supérieurs, plus proches de l'optimum Proctor, seraient nécessaires.

Néanmoins, les mâchefers compactés apparaissent comme des matériaux aux propriétés drainantes au travers desquels l'eau peut s'infiltrer assez facilement. En outre, il semblerait qu'aux faibles tensions interstitielles généralement rencontrées dans les corps de chaussées (moins de 10 kPa de succion), ils puissent renfermer une relativement forte teneur en eau (plus de 20 % en volume).

Les deux mâchefers étudiés montrent une tendance à retenir davantage d'eau en vieillissant. Le glissement de la courbe de rétention d'eau vers des teneurs en eau plus forte a été observé pour les deux matériaux. L'explication de ce phénomène est peut-être à rechercher dans l'évolution physico-chimique des mâchefers.

Cette évolution, notamment minéralogique, pouvant se poursuivre à l'intérieur même des structures routières, et les particules les plus fines pouvant être amenées à migrer sous l'effet de l'infiltration, une évolution des propriétés hydrodynamiques des MIOM en place pourrait s'ensuivre. Afin de mieux représenter les conditions de succion susceptibles d'apparaître dans les ouvrages routiers en région tempérée, des études complémentaires seraient nécessaires, plus spécifiquement dans une gamme de succion inférieure à 10 kPa (1 m d'eau). Pour l'appréciation des effets du gel, des succions de plusieurs mètres seraient nécessaires. Par rapport à ce risque particulier, les bonnes propriétés drainantes des MIOM apparaissent intéressantes.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été cofinancée par la Commission européenne (DG VII) dans le cadre du projet Alt-Mat (programme Transport). Les auteurs remercient le conseil général de la Corrèze et la société Ypréma pour leur collaboration.

Bibliographie

- Bädjer N. – « Zum Einfluss der Porositätsmerkmale von Stadt und Industrieböden auf die Stoffkonzentration von Sickerwasser – dargestellt am Beispiel von bauschutt-, aschen-, schlacken- und schlammhaltigen Böden ». *Essener Ökologische Schriften*, Band 14, Westarp Wissenschaften, 2000.
- Bodéan F., Piantone P., Chatelet-Snidaro L. – « Phases minérales de basse température et processus de maturation des mâchefers d'incinération d'ordures ménagères ». *Colloque MIOM 2001*, Orléans, 2001, p. 139-145.
- Bonneau M., Souchier B. – *Pédologie*. Vol. 2 « Constituants et propriétés du sol », Masson, 1979.
- Chandler A.J., Eighmy T.T., Hartlen J., Hjelmar O., Kosson D.S., Sawell S.E., Van der Sloot H.A., Vehlou J. – « Municipal solid waste incinerator residues ». The International Working Group (IAWG), *Studies in Environmental Science*, 67, Elsevier, 1997.
- Croney D., Coleman J.D., Black W.P.M. – « Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance ». Symposium Water and its conduction in soils. *Highway Research Board Special Report*, 40, 1958, p. 226-252.
- François D., Legret M., Demare D., Fraquet P., Berga P. – « Comportement mécanique et environnemental de deux chaussées anciennes réalisées avec des mâchefers d'incinération d'ordures ménagères ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 227, 2000, p. 15-30.
- FVS – RVS 8S.05.11, *Technische Vertragsbedingungen, Oberbauarbeiten (ohne Deckenarbeiten), Tragschichten*. Ungebundene Tragschichten, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, 1997.
- Geoteknisk Institut. – *Laboratorieundersøgelse, Hvidovre Avedøreværket*. Sag 160 04776, Rapport 1, 1992.
- Hartlen J., Elander P. – *Restprodukter från avfallsförbränning, Kemiska och fysikaliska egenskaper*. Swedish Geotechnical Institute, SGI Varia 172, 1986.
- Hillel D. – *L'eau et le sol, Principes et processus physiques*. Academia, 1988.
- Radenberg M. – *Entwicklung und gegebenenfalls Verbesserung der bautechnischen Eigenschaften von MV-Asche*. Schriftenreihe des Institutes für Straßenwesen und Eisenbahnbau der Ruhr-Universität Bochum, 1994.
- Raimbault G. – « Cycles annuels d'humidité dans une chaussée souple et son support ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 145, 1986, p. 79-84.
- Raimbault G., Silvestre P. – « Analyse des variations de l'état hydrique dans les chaussées ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 167, 1990, p. 77-84.
- Silvestre P. – « Drainage routier, rôle de l'environnement hydrique ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 145, 1986, p. 69-78.
- Soltner D. – *Les bases de la production végétale*. Tome 1 « Le sol », Sciences et techniques agricoles, 1981.
- Van Ganse R. – « Les infiltrations dans les chaussées : évaluations prévisionnelles ». *Symposium on road drainage*, Berne, 1978, p. 175-192.

Étude des phénomènes de transfert de métaux lourds dans une smectite

C. POTHIER
A. JULLIEN
C. PROUST
P. LECOMTE

ESEM, Université d'Orléans
45072 Orléans Cedex 2
Chantal.Proust@
univ-orleans.fr

Résumé

Les argiles gonflantes compactées utilisées comme barrières ouvragées de fond de stockages de déchets urbains, doivent prouver leur efficacité en terme de rétention de polluants tout en respectant la réglementation en matière de perméabilité. Afin d'aborder les problèmes inhérents à la prédiction du comportement à long terme de ces matériaux, deux axes d'étude ont été abordés successivement : i) la réalisation d'essais d'infiltration à pression constante de solutions polluantes modèles (nitrate de cuivre) permettant de déterminer les paramètres du transfert de masse en conditions polluées, ii) l'utilisation d'un code de calcul du transfert de masse en phase liquide pour prédire les durées de saturation d'un massif pollué avec différentes concentrations en nitrates de cuivre. Les résultats expérimentaux, obtenus pour l'argile Fo-Ca, ont montré qu'un échange cationique s'était produit engendrant des modifications tant au niveau de la microstructure de l'argile, du volume de la phase poreuse que de son comportement macroscopique, mais que même pour de fortes concentrations en polluant, l'aptitude au gonflement de la Fo-Ca n'était pas totalement inhibée. Les simulations de la réponse à l'infiltration dans un massif d'argile gonflante en conditions polluées ont mis en évidence la très forte diminution du temps de saturation en surface du stockage.

Mots clés : couplage chimio-hydomécanique, nitrate de cuivre, perméabilité, argile gonflante, transfert de masse.

Analysis of heavy metals transfer in a smectite

Abstract

Expansive compacted clays are often used as engineered barriers for domestic waste disposals. They must prove their efficiency in terms of pollutant retention while French law concerning maximum allowed permeability has to be achieved. In order to examine the problem related to the prediction of the long term behaviour of such materials, two kinds of analysis were successively performed i) soaking experiments at constant pressure with pollutant model solution (copper nitrate) were performed in order to determine mass transfer parameters under polluted conditions, ii) finite element analysis of mass transfer to predict saturation time of a medium, already polluted, with different concentration of copper nitrates solutions. The experimental results, obtained with the Fo-Ca clay, showed that a cationic exchange has occurred, inducing changes in microstructure, in porous phase volume and in macroscopic behaviour. Therefore, even for high pollutant concentration, the swelling potential of Fo-Ca was not fully inhibited. The water soaking simulations through a swelling clay medium, pointed out the strong decrease of the saturation time near the clay barrier.

Key words : chemo-hydro-mechanical coupling, copper nitrate, permeability, swelling clay, mass transfer.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003

Introduction

Les sols argileux sont couramment utilisés comme barrières passives ou actives dans les centres d'enfouissement techniques recevant les déchets ménagers, dans le but de ralentir et de limiter la diffusion de polluants issus de la dégradation des déchets vers le sol et les nappes phréatiques. La loi française impose actuellement de respecter une valeur maximale de perméabilité de 10^{-9} m/s en fond de décharge. La perméabilité est donc un paramètre conservatif permettant l'évaluation de la sûreté d'un stockage de surface. En fond d'alvéole de stockage, le sol est compacté *in situ* par temps sec, afin d'optimiser la perméabilité en surface. Par la suite, lors de l'exploitation du site, si aucun géotextile n'est déposé en fond d'alvéole de stockage, ou si ce géotextile est perforé, l'infiltration de l'eau ayant percolé au travers des déchets dans l'argile (lixiviats) devient possible. Ces lixiviats peuvent contenir différents éléments dont certains sont toxiques, essentiellement les métaux lourds en solution, et indésirables pour les nappes phréatiques. Dans le cas où l'argile constituant la barrière ouvragée est gonflante, c'est-à-dire d'un grand intérêt car faiblement perméable, un problème supplémentaire celui de son rôle en tant que barrière active susceptible de piéger des polluants, est à étudier. Durant la mise en place de la barrière, puis la mise en service du stockage, le degré de saturation augmente au fur et à mesure de l'infiltration par le sol. Dans le cas de l'infiltration d'un lixiviat en provenance de la surface, des réactions physico-chimiques produites lors du contact de l'argile sont susceptibles de modifier les caractéristiques microstructurales de cette dernière et donc la cinétique de transfert de masse macroscopique. De plus, dans le cas du stockage des déchets municipaux, le ruissellement de l'eau de pluie, associé à la dégradation exothermique des déchets et aux variations climatiques, peut conduire à l'infiltration d'une mixture biogaz-lixiviat, ce qui ajoute à la complexité du problème à analyser.

Ainsi, les performances de confinement de la barrière argileuse liées au ralentissement du transfert des polluants doivent être garanties, quels que soient les effets couplés entre les transferts de masse et de chaleur, la chimie de l'eau interstitielle et les contraintes appliquées.

Dans le cadre d'études de sites réalisées en France, Pronost et Marejka (2000), et au Maroc, Hakkou *et al.* (2000), font état de la composition de lixiviats recueillis en fond de décharge, dans lesquels on constate généralement que le pH varie entre 4,5 et 7 pour des lixiviats jeunes (de moins de cinq ans) et entre 7 et 9 pour des lixiviats stabilisés (de plus de 10 ans). Les analyses réalisées sur ce type de lixiviat ont montré la présence de différents ions métalliques tels que le zinc, le plomb ou encore le cuivre. Selon Mertens *et al.* (1995), la concentration en cuivre dans certains lixiviats de décharge de déchets ménagers et assimilés peut atteindre $5,4 \cdot 10^{-3}$ mol/l. Bien que ce polluant ne soit pas le plus toxique, son aptitude à s'échanger avec les ions alcalins et alcalino-terreux contenus dans l'argile et sa grande mobilité comparativement à d'autres métaux est bien connue (Wu et Li, 1998).

Par ailleurs, des études portant sur les mécanismes de diffusion d'ions radioactifs (Kozaki *et al.*, 1999), de cations alcalins et alcalino-terreux (Shainberg *et al.*, 1987 ; Rytwo *et al.*, 1996 ; Cases *et al.*, 1997) et de cations

métalliques polluants tels que Pb^{2+} (Delattre-louvel *et al.*, 1993), Ni^{2+} (Singhal *et al.*, 1976), Zn^{2+} (Brandl, 1992) ont montré la capacité des montmorillonites calciques ou sodiques à la rétention des polluants. D'ailleurs, il est admis dans la littérature que le gonflement, la perméabilité et également la compressibilité des argiles sont liés aux caractéristiques microscopiques telles que :

- la composition minéralogique de l'argile ;
- la valence des cations et la capacité d'échange cationique (Bradbury et Baeyens, 1999) ;
- la structure à l'échelle atomique (orientation des feuillets de l'argile) ;
- la texture à l'échelle des agrégats de par la distribution des pores et des grains (Benzel et Graf, 1984 ; Veniale, 1985).

Dans ce contexte, ce travail avait pour objectif l'étude des effets couplés chimio-hydromécaniques produits lors de la percolation de solutions contenant des métaux au travers d'une argile gonflante et d'en évaluer les conséquences sur ses propriétés de confinement. Une étude expérimentale a d'abord été réalisée pour mettre en évidence les phénomènes et résultats significatifs. Afin de contrôler les paramètres de l'étude et de mettre en évidence les effets produits, la Fo-Ca une smectite calcique fortement gonflante et des solutions de nitrates de cuivre de concentration croissante, préparées en laboratoire, ont été utilisées. Deux techniques d'injection de ces solutions dans l'argile ont été successivement mises au point, permettant d'injecter soit un mélange air/solution soit la solution seule. Les comportements chimio-hydromécanique de l'argile à court terme et à moyen terme ont ensuite été analysés d'après les mesures à différentes échelles macroscopique et microscopique. Puis, les paramètres nécessaires à la simulation du transfert de masse en phase liquide au travers de l'argile ont été déterminés après l'injection des polluants. Une étude prédictive du transfert de masse d'eau dans un massif de Fo-Ca polluée a ensuite été effectuée pour mettre en évidence l'évolution des temps de transfert selon différentes concentrations de polluant.

2

Étude expérimentale du transfert de masse

2.1

Dispositifs d'injection des solutions

Les dispositifs développés pour réaliser ce type d'essais comportent deux éléments principaux qui sont la cellule œdométrique et le système d'injection (Fig. 1). Le problème à résoudre concernant l'injection de solutions polluées se posait dans les termes suivants :

- nécessité d'injecter des solutions chimiquement agressives dont la nature corrosive conduirait à la détérioration du corps de pompe dans le cas de l'adaptation d'une technologie classique du commerce ;
- nécessité de contrôler avec une très grande précision les volumes de solutions entrant dans l'argile ce que n'aurait pas forcément permis une pompe comme celle utilisée pour le contrôle de la mise en charge du piston de la cellule.

D'où, des contraintes de conception qui ont été résolues en développant une technique d'injection spécifique.

Les cellules œdométriques (Fig. 1, repère A) d'un diamètre de 40 mm, ont été usinées en matériau inoxydable, afin de pouvoir résister aux solutions chimiquement agressives qui sont injectées dans les échantillons d'argile et à l'argile elle-même lorsque sa capacité d'échange est importante. Les cellules sont équipées en partie basse d'un piston pour contrôler la contrainte mécanique axiale imposée à l'échantillon. Les déplacements du piston sont mesurés avec un comparateur. Lorsque le piston est ramené en position basse la hauteur totale de la cellule est de 40 mm. Des disques poreux en bronze surmontés d'un anneau en téflon sont disposés en haut et en bas de la cellule pour permettre le passage du liquide et de l'air au travers de l'échantillon.

La conception et la mise au point des deux systèmes d'injection se sont déroulées en deux étapes conduisant à la fabrication de deux prototypes. Un premier dispositif appelé « œdomètre à réservoir » (Fig. 1, repères A et B) a été développé et la faisabilité des essais démontrée. Puis afin de mieux contrôler les conditions d'injection, notamment les mesures du volume de solution entrant dans l'argile, un deuxième dispositif désigné par « œdomètre à seringue » (Fig. 1, repères A et C) a été finalisé (Jullien et Lecomte, 2000). Ces deux systèmes d'injection sont respectivement caractérisés par :

– œdomètre à réservoir : système permettant de réaliser l'injection d'un mélange d'air et de solution puisque de l'air comprimé à pression contrôlée est directement mis en contact avec la solution ;

– œdomètre à seringue : système permettant d'effectuer seulement l'injection de la solution au moyen d'un piston.

D'où, ces deux systèmes permettent de simuler un ensemble de conditions d'infiltration représentatives des conditions *in situ* de stockage de déchets municipaux. Le réservoir et la seringue, usinés dans des matériaux transparents et chimiquement inertes, sont instrumentés de manière à permettre la mesure du volume injecté. Cette mesure est obtenue après lecture directe de la hauteur de solution sur une échelle graduée sur la paroi extérieure du réservoir ou après lecture sur un comparateur des déplacements du piston de la seringue.

Ainsi, quelle que soit la technique d'injection, la pression d'injection de la solution est contrôlée séparément de la contrainte mécanique appliquée à l'échantillon d'argile ce qui donne une souplesse supplémentaire dans l'utilisation de ces appareils.

2.2

Matériau et solutions

Le matériau utilisé pour cette étude, l'argile gonflante Fo-Ca est une argile naturelle contenant 80 % de smectite dont les compositions chimiques (exprimée en pourcentage en masse d'oxyde correspondante) et minéralogique sont reportées dans le tableau I. Ses propriétés géotechniques, indiquent qu'il s'agit d'une argile très plastique, avec une limite de plasticité de 52 % et une limite de liquidité de 120 %. Les solutions retenues pour l'infiltration sont : soit de l'eau pure (eau distillée), soit des solutions contenant différentes

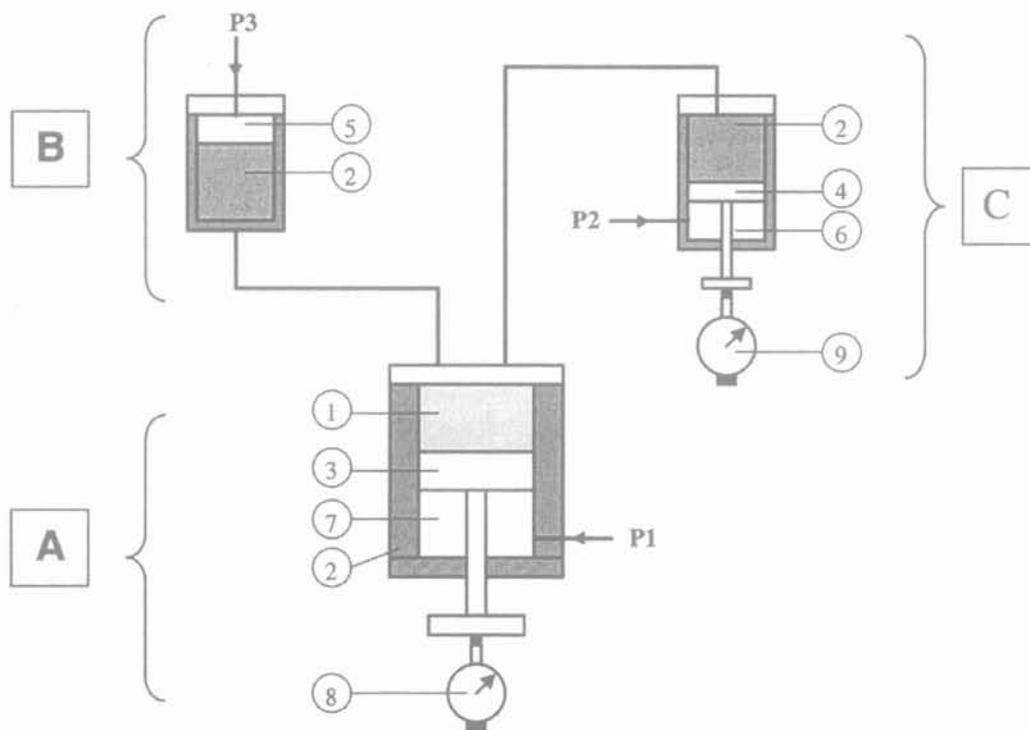


FIG. 1

Schéma de principe des différents appareillages : ① argile ; ② solution ; ③ piston de la cellule ; ④ piston de la seringue ; ⑤ gaz (P3, pression appliquée pour l'injection du mélange air-solution) ; ⑥ gaz (P2, pression appliquée pour l'injection de la solution) ; ⑦ gaz (P1, pression de gaz permettant d'appliquer une contrainte mécanique) ; ⑧ et ⑨ mesure du volume de solution injectée.

Schematic view of the equipment : ① clay ; ② solute ; ③ cell piston ; ④ syringe piston ; ⑤ gas (P3, gas pressure for gas-solute mixture injection) ; ⑥ gas (P2, gas pressure for solute injection) ; ⑦ gas (P1, gas pressure for mechanical stress control) ; ⑧ & ⑨ dial indicator measure of the injected solute volume.

TABEAU I Composition chimique et composition minéralogique de la Fo-Ca.
Chemical and mineralogical composition of Fo-Ca.

Composition %		Composition minérale %	
SiO ₂	44,87	argile	86,2
Al ₂ O ₃	22,33	quartz	6
Fe ₂ O ₃	8,68	goéthite	6
MnO	< L.D.	calcite	1,4
MgO	0,92	gypse	0,4
CaO	2,69	Composition argileuse %	
Na ₂ O	0,35	Smectite	80
K ₂ O	0,16	Kaolinite	20
TiO ₂	1,27		
P ₂ O ₅	0,1	CEC* meq/100g	98
Pertes au feu	18,43	Surface spécifique** (éthylène glycol) m ₂ /g	715
Total	99,8		

* Méthode de Mantin I., 1969. *C.R. Acad. Sc.*, Paris, 269, 815-818.

** Méthode d'Eltantawy I.M., Arnold P.M., 1974. *J. Soil Sc.*, 25, 99-110.

concentrations de nitrate de cuivre Cu(NO₃)₂. Les nitrates ont été préférés aux chlorures et aux carbonates car ils sont moins agressifs vis-à-vis des matériaux constituant le corps des cellules œdométriques. Des solutions de nitrate de cuivre ont été préparées aux différentes concentrations suivantes : 10⁻³, 10⁻², 3.10⁻² et 10⁻¹ mol/l. Cette gamme de concentrations, couvre une large plage de composition de lixiviats de décharge.

2.3

Conditions et procédures d'essais

Pour être en accord avec les conditions de compactage *in situ* de la barrière argileuse, dans le cas d'un site technique d'enfouissement de déchets ménagers, une pression de consolidation de 0,5 MPa a été retenue pour ces essais de laboratoire. Le poids volumique initial des galettes de Fo-Ca ainsi compactées est de 12 kN/m³. Des essais préliminaires d'injection d'eau pure à volume constant dans l'argile compactée à l'état de poudre puis entièrement déchargée ont mis en évidence la génération d'une pression de gonflement acceptable. Enfin l'épaisseur des galettes a été minimisée pour permettre de rendre les essais de percolation des solutions aussi courts que possible.

D'où, chaque essai a ensuite été réalisé avec une masse initiale de 10 g de poudre, d'une teneur en eau initiale de 12,5 %. Le compactage a été effectué par paliers de contrainte jusqu'à 0,5 MPa et suivi d'une décharge totale. L'injection de la solution a ensuite été réalisée à pression constante de manière à se placer dans des conditions de stockage conduisant à une infiltration une fois les déchets en place. L'infiltration a donc été imposée avec une pression d'injection constante en face supérieure de la galette d'argile de 0,3 MPa. La mesure du volume de solution entrant dans la galette d'argile a été effectuée régulièrement, de même que celle de la déformation axiale de l'argile au cours de la saturation en solution puis tout au long des essais. Parallèlement, le percolat (solution ayant traversé le matériau argileux), a été récupéré dans des tubes inertes chimiquement. La fréquence d'échantillonnage du percolat a été fixée à 48 heures, de façon à obtenir une quantité suffisante de celui-ci à chaque prélèvement. Il a systématiquement été acidifié à l'acide nitrique puis conservé au réfrigérateur avant d'être

analysé par spectrométrie d'absorption atomique pour déterminer l'évolution en fonction du temps des concentrations de différents ions tels que Cu²⁺ (solution injectée) et Ca²⁺, Na⁺, Mg²⁺, Fe²⁺, cations compensateurs de l'argile considérée et qui par réactions d'échanges physico-chimiques peuvent être relargués dans les percolats; ces échanges ayant lieu dans l'espace basal de l'argile. De plus, comme les différents cations concernés ont des rayons ioniques et des charges différentes, on peut s'attendre à observer des modifications des distances basales en fonction de la nature et de la quantité d'ions échangés, d'où une étude des distances basales par diffraction des rayons X.

Pour compléter cette approche, à la fin des essais, les galettes saturées en solution cuivrique ont été échantillonnées en camemberts puis dans l'épaisseur. Les échantillons obtenus ont permis de déterminer :

- la teneur en eau et la porosité totale en fin d'essai après un passage à l'étuve des échantillons à 105 °C pendant 24 heures ;
- le degré de saturation de l'argile en fonction de la pression de succion en réalisant des isothermes d'adsorption, les échantillons ont ainsi été placés dans des dessiccateurs étanches à humidité relative contrôlée grâce à des solutions salines saturées (humidité relative comprise entre 11 % et 98 %) ;
- l'évolution de la distance basale de l'argile en fonction de la concentration en cuivre par diffraction des rayons X entre la face infiltrée et la face opposée, les diagrammes de diffraction ont été enregistrés avec un diffractomètre Siemens D500 doté d'une anticathode au cuivre pour des échantillons préalablement passés à l'étuve à 105 °C pendant 24 heures puis broyés.

La méthodologie d'essais à conduire a ensuite été mise au point. Une première série d'essais a été réalisée avec l'œdomètre à réservoir pour les différentes solutions préparées. Les résultats ont permis de constater qu'il fallait plusieurs dizaines d'heures de percolation pour obtenir un percolat et que même après 500 h, la concentration en cuivre dans le percolat restait en dessous de la limite de détection de l'appareillage. Par la suite, des essais courts (quelques dizaines d'heures) avec le réservoir et la seringue, puis longs (plusieurs centaines d'heures) uniquement avec la seringue, ont été réalisés pour aborder respectivement :

- l'étude des régimes transitoires et permanents obtenus par effet de couplage chimio-hydrromécanique et l'évaluation des paramètres de transfert de masse ;
- l'analyse phénoménologique des couplages pour interpréter le comportement macroscopique observé ;
- les cinétiques de rétention des métaux polluants par l'argile Fo-Ca.

2.4

Étude des effets couplés chimio-hydrromécaniques

2.4.1

Régimes transitoires et phénomènes observés

La figure 2a présente les mesures du volume de solution injectée, de la déformation due au gonflement en fonction du temps, pour un essai d'infiltration réalisé avec l'œdomètre à seringue avec une solution de

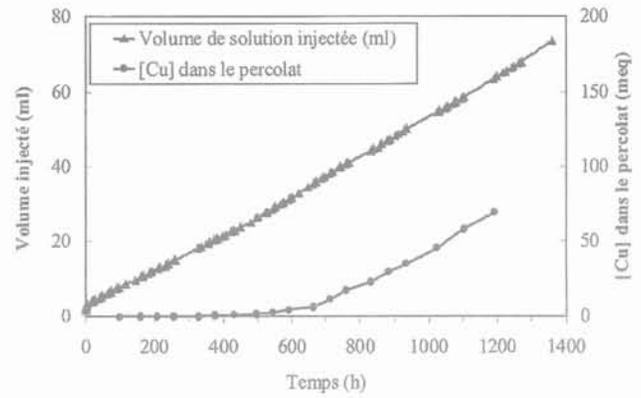
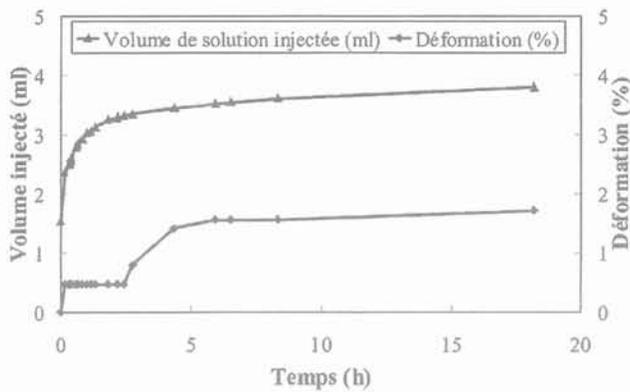


FIG. 2 Réponse de l'argile Fo-Ca à l'injection d'une solution à 10^{-1} mol/l de nitrate de cuivre en fonction du temps avec l'œdomètre à seringue : a) évolution du volume injecté et de la déformation de gonflement axiale ; b) évolution du volume injecté et de la concentration en cuivre dans le lixiviat.

An example of solute intake with $[Cu^{2+}] = 10^{-1}$ mol/l versus time using the syringe oedometer: a) evolution of solute intake and swelling axial strain; b) evolution of solute intake and copper concentration in leachate.

nitrate de cuivre de concentration 10^{-1} mol/l pendant environ 18 heures. Le gonflement microscopique des premières couches d'argile nécessite une quantité suffisante d'eau pour que le gonflement macroscopique soit mesurable. Ceci se traduisant par un plateau, durant les trois premières heures d'imbibition, sur la courbe de déformation en fonction du temps (Fig. 2a). La déformation et le débit d'injection sont constants au bout de quelques heures, dès la sortie du percolat en bas de l'échantillon. Les régimes permanents mécanique et hydraulique sont donc atteints très rapidement. Durant cet essai, le volume de percolat recueilli n'était pas suffisant pour permettre une analyse chimique. La figure 2b présente les résultats d'un essai réalisé dans les mêmes conditions mais pour un temps beaucoup plus long, d'environ 1 360 heures. La courbe de déformation en fonction du temps n'a pas été reportée sur cette figure, du fait qu'aucune variation de déformation n'est observée après 15 h d'injection. La courbe du volume injecté présente une rupture de pente, inhabituelle lors d'une infiltration à l'eau pure, après 450 heures de percolation, qui correspond à une augmentation significative de la concentration en cuivre dans le lixiviat. Ainsi, la perméabilité a une valeur de $2,1 \cdot 10^{-12}$ m/s jusqu'à 450 heures, puis augmente et se stabilise à $2,4 \cdot 10^{-12}$ m/s entre 450 et 1 360 heures. Par ailleurs, les analyses chimiques réalisées sur le percolat obtenu après 48 h d'infiltration n'ont pas révélé la présence de Cu^{2+} ni même jusqu'à 400 heures d'injection du polluant. Ainsi au début de la percolation tout le cuivre injecté est retenu par l'argile puis progressivement une partie du cuivre se retrouve dans le percolat. On peut estimer qu'il faut attendre plus de trois mois pour que l'argile ne retienne plus du tout le cuivre.

Le cuivre n'étant pas, au début de la percolation, relargué dans le percolat, il a été nécessairement fixé par la phase solide, ou ralenti à la traversée du squelette argileux. Pour étayer l'une ou l'autre des deux hypothèses, des comparaisons entre face infiltrée et face opposée des galettes ont aussi été réalisées en fin d'essai à partir des spectres de diffractions des rayons X. La figure 3 représente l'évolution de la raie d(001) distance basale de l'argile (Caillère *et al.*, 1982) en fonction de la zone de prélèvement après infiltration d'une solution de nitrate de cuivre pendant 1 360 heures. La raie d(001) de l'argile Fo-Ca avant infiltration est aussi reportée sur cette figure comme référence : elle est symbolisée par une barre verticale positionnée à 5,7 degré pour

une abscisse graduée en 2θ (θ , angle de diffraction). Les spectres obtenus après injection de polluant, présentent un décalage de la raie (001) vers les grands angles, par rapport à la position de la raie de l'argile non polluée. Ces résultats indiquent une diminution de la distance basale due au remplacement des ions compensateurs par des cations Cu^{2+} totalement fixés dans la structure de l'argile. Un décalage plus important est observé pour un échantillon prélevé en face supérieure, ce qui prouve l'existence d'un gradient de concentration en Cu^{2+} entre le haut et le bas de l'échantillon, gradient observé même pour un essai d'injection du polluant de courte durée. De plus, dès lors que le matériau se trouve en suspension, les échanges cationiques sont quasi instantanés alors qu'ils ralentissent très fortement pour un matériau compacté puisque sa surface d'échange avec la solution diminue en fonction du compactage. Ainsi se crée un gradient de concentration entre la face injectée au contact avec la solution entrante et la face opposée. Il est donc clair que si les régimes permanents hydraulique et mécanique s'établissent après quelques heures, le régime « chimique » s'établit longtemps après.

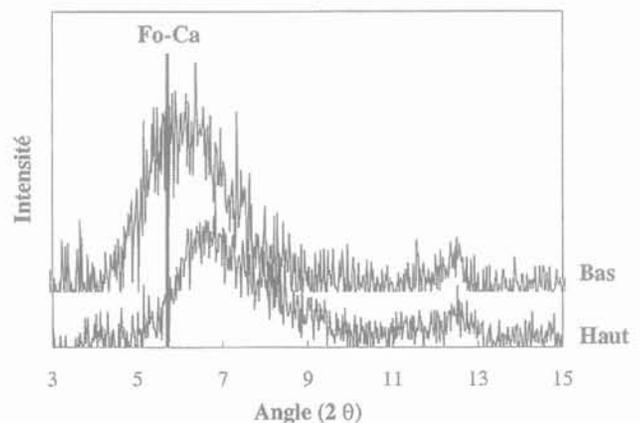


FIG. 3 Évolution des spectres de diffraction des rayons X de la Fo-Ca après 1 360 heures d'infiltration par une solution de nitrate de cuivre à 10^{-1} mol/l en fonction de la zone de prélèvement en comparaison avec le spectre de la Fo-Ca matérialisé par une droite d'abscisse 5,7 degré en 2θ .

Evolution of the X-ray diagrams on Fo-Ca sample soaked with 10^{-1} mol/l copper solution during 1,320 hours, at the top and at the bottom in comparison with pure Fo-Ca represented by a line a 5.7 degrees in 2θ .

Détermination des paramètres du transfert de masse

Les résultats des essais réalisés ont été exploités dans le cadre d'une approche simplifiée au seul problème du transfert de masse en phase liquide. Les équations du transfert de masse en phase liquide et les différents paramètres associés sont présentés ci-dessous.

Le mouvement de l'eau est gouverné par la loi de Darcy :

$$\vec{v} = -\frac{k_f}{\gamma_f} \left(\text{grad}(P_f - P_a) \right) + \rho_f g \text{grad}(z) \quad (1)$$

avec : $k_f = k_s \cdot k_{rf}$

\vec{v} : la vitesse de Darcy (m/s) ; k_f : le coefficient de perméabilité au fluide (m/s) ; P_f : pression du fluide ; P_a : pression atmosphérique ; z : la cote de l'échantillon ; k_{rf} : la perméabilité relative et k_s : perméabilité à saturation (m/s) ; ρ_f : masse volumique du fluide : 10^3 kg.m^{-3} ; g : accélération de la gravité (m/s^2) ; γ_f : le poids volumique du fluide : 10^4 N.m^{-3} .

Compte tenu que le terme de pression est prépondérant devant celui lié à z , on négligera donc par la suite, l'effet de z dans la charge hydraulique.

L'équation de la conservation de masse s'exprime par :

$$\frac{\partial(\rho_f n S_r)}{\partial t} + \text{div}(\rho_f \vec{v}) = 0 \quad (2)$$

où S_r est le degré de saturation et n la porosité.

En reportant l'équation (1) dans l'équation (2), on obtient :

$$\frac{\partial(\rho_f n S_r)}{\partial t} + \text{div} \left(-\frac{k_f}{g} \text{grad}(P_f - P_a) \right) = 0 \quad (3)$$

A partir du débit obtenu en régime permanent, la perméabilité intrinsèque K (m^2) est déterminée d'après :

$$K = \frac{k_s \cdot \mu_f}{\gamma_f} \quad (4)$$

avec : μ_f : la viscosité du fluide : 10^{-3} Pa.s .

L'exploitation des résultats des mesures précédentes, afin de déterminer un jeu complet de paramètres incluant : la perméabilité, la porosité et l'évolution du degré de saturation en fonction de la pression capillaire, $P_c = P_f - P_a$, est présentée ci-après pour les différentes concentrations de nitrate de cuivre imposées. La figure 4 présente les variations de la perméabilité k_s pour les deux systèmes d'injection en fonction de la concentration en cuivre dans la solution injectée. Dans les deux cas, la perméabilité de l'argile Fo-Ca augmente lorsque la concentration en cuivre de la solution augmente, et montre une tendance asymptotique pour les fortes concentrations. Par exemple, avec l'œdomètre à seringue, la perméabilité est multipliée par un coefficient 2,2 entre l'injection d'eau pure et de la solution à 10^{-1} mol/l de cuivre. De plus, quelle que

soit la concentration en cuivre, la perméabilité de l'argile obtenue avec l'œdomètre à réservoir est supérieure d'un ordre de grandeur à celle obtenue avec l'œdomètre à seringue. La figure 5 présente les courbes de rétention d'eau de l'argile Fo-Ca, après pollution au nitrate de cuivre ainsi que celle obtenue pour une argile non gonflante (la kaolinite). L'effet de la pollution se traduit par un décalage de la courbe de rétention vers les faibles degrés de saturation et vers l'origine des pressions capillaires. Cette tendance rapproche la Fo-Ca polluée d'une argile non gonflante et montre qu'il y a bien modification du pouvoir gonflant de l'argile lors de la percolation du nitrate de cuivre. Enfin, la porosité finale a été déterminée pour chaque concentration (Tableau II) : elle est peu différente pour toutes les concentrations en nitrate de cuivre utilisées.

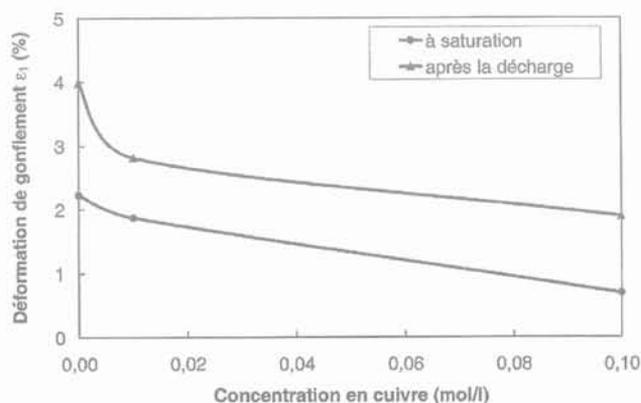


FIG. 4 Perméabilité en fonction de la concentration en cuivre dans la solution injectée et en fonction du système d'injection.

Permeability as a function of copper concentration with the two sets of boundary conditions.

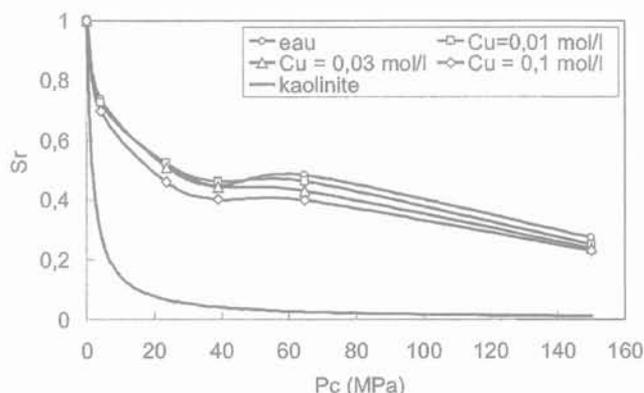


FIG. 5 Courbes de rétention après pollution de l'argile avec des solutions de nitrate de cuivre.

Retention curves of the samples after soaking with various copper concentrations.

TABLEAU II Paramètre d'entrée du modèle en fonction de la concentration de cuivre.
Input model parameters versus copper concentration.

Concentration en cuivre (mol/l)	0	10^{-2}	3.10^{-2}	10^{-1}
Paramètre a	$1,8.10^{-4}$	$1,9.10^{-4}$	$2,0.10^{-4}$	$2,3.10^{-4}$
Perméabilité (m)	$1,08.10^{-12}$	$1,37.10^{-12}$	$1,57.10^{-12}$	$2,33.10^{-12}$
Porosité	0,55	0,55	0,62	0,55

Discussion sur les phénomènes observés

Pour affiner l'interprétation des résultats précédents, les mesures de déformation de gonflement au cours de la saturation de l'argile et en fin d'essai après décharge totale du matériau ont été reportées en figure 6 pour les essais avec la seringue. Les tracés, reportés en fonction de la concentration en cuivre montrent que :

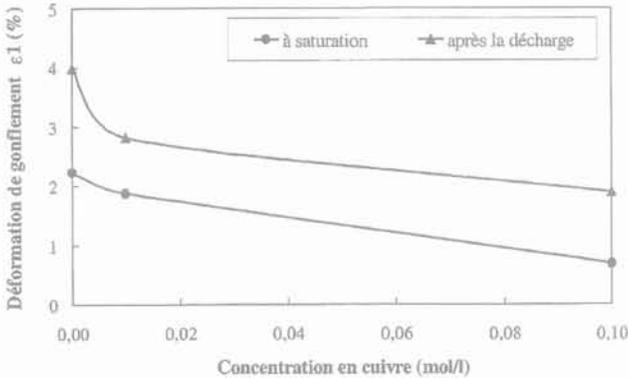


FIG. 6 Déformations de gonflement de l'argile en fonction de la concentration en cuivre dans la solution avec l'oedomètre à seringue ; comparaison entre la déformation obtenue à saturation et celle obtenue après la décharge hydromécanique en fin d'essai.

Final swelling strain at saturation as a function of copper concentration with the syringe oedometer, comparison of the swelling strain at saturation and after unloading with respect to copper concentration.

- la déformation du matériau argileux après saturation à l'eau pure est faible de l'ordre de quelques pour cent, ce qui résulte des conditions d'essai (compactage jusqu'à 0,5 MPa puis décharge totale) ;

- le gonflement par saturation à l'eau pure est trois fois plus élevé qu'avec la solution de cuivre à 10^{-1} mol/l, ce qui confirme l'inhibition du gonflement par le nitrate de cuivre ;

- la courbe d'évolution de la déformation de la Fo-Ca après décharge mécanique en fin d'essai a la même allure que celle obtenue après saturation en solution mais montre une augmentation du gonflement en décharge ; l'inhibition du gonflement est donc partielle.

Une partie de l'écart de perméabilité mesurée après infiltration entre eau pure et nitrate de cuivre peut donc être attribuée à l'inhibition du gonflement lors de la saturation par la solution.

Les différences observées selon la technique d'injection (réservoir et seringue) pourraient s'expliquer en partie par le mode de mise en pression de l'eau pour l'injection. En effet, le gaz piégé dans le liquide contenu dans le réservoir, même en faible quantité, contribue à l'augmentation de la cinétique d'injection et du débit et, par conséquent, influe sur la perméabilité. Par ailleurs, la précision de la lecture du volume de solution entrant dans l'argile avec le réservoir peut entraîner une majoration systématique du volume et donc se cumuler avec l'effet précédent pour conduire aux écarts observés entre les deux dispositifs. Malgré ces différences, les tendances obtenues à concentration de cuivre crois-

sante sont les mêmes. Pour s'affranchir d'un couplage supplémentaire et éviter de prendre en compte la compressibilité sur le débit, l'étude a été poursuivie par des essais d'infiltration par la technique de la seringue, afin d'étudier uniquement le transfert en phase liquide.

Afin de compléter la caractérisation du comportement à la percolation de l'argile, la figure 7 récapitule l'évolution du cumul des concentrations des ions Ca^{2+} , Na^+ , Mg^{2+} et Cu^{2+} relargués, en fonction du temps, dans le percolat. La courbe relative au calcium présente une discontinuité après 500 heures qui coïncide avec celle du cuivre (Fig. 7). En ce point d'inflexion, la concentration en calcium dans le lixiviat (exprimée en meq pour 10 g d'argile) correspond quantitativement au taux de calcite présente dans le matériau brut, déterminé par une analyse élémentaire préalable (exprimée en % en masse) (Tableau I). Ainsi il apparaît ici que les transferts chimiques obéissent à deux régimes différents ; dans un premier temps, une réaction de dissolution de la calcite présente dans le matériau brut se produit : elle contribue à une augmentation de la porosité et surtout de la perméabilité bien après que le gonflement s'est stabilisé. Dans un deuxième temps, des réactions d'échanges cationiques entre le calcium, le sodium et le magnésium structuraux de la Fo-Ca et le cuivre a lieu avec une cinétique très différente de la première réaction chimique. Cet échange a pour effet l'augmentation des interactions inter foliaires (diminution de la distance basale) et contribue ainsi à une rigidification à l'échelle microscopique du matériau qu'il faudrait confirmer par des essais mécaniques à saturation.

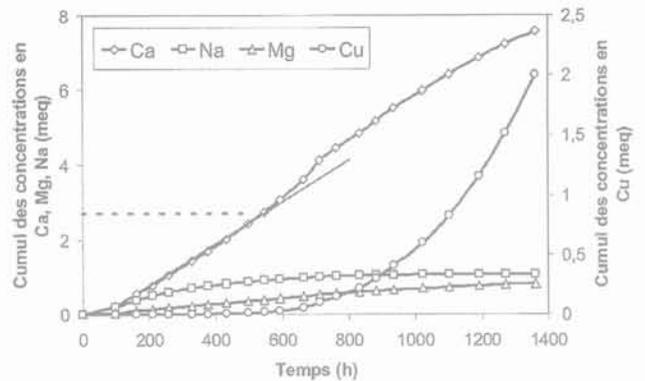


FIG. 7 Évolution du cumul des concentrations des ions Ca^{2+} et Cu^{2+} dans le percolat en fonction du temps.

Evolution in the leachate of Ca^{2+} , Na^+ , Mg^{2+} and Cu^{2+} cumulative concentrations versus time with a 0.1 mol/l copper solution.

3

Simulation du transfert de masse d'eau dans une argile polluée

3.1

Conditions de simulation et paramètres d'entrée du modèle

Cette partie présente la modélisation d'un massif argileux non saturé, préalablement pollué, soumis à une re-saturation à l'eau pure. Une telle approche se

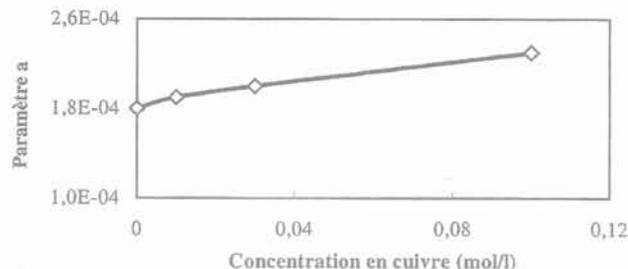
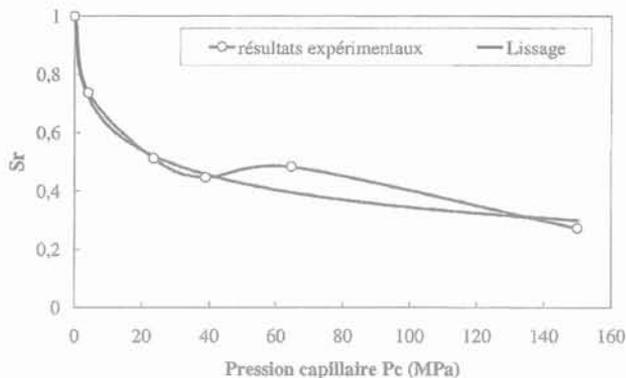


FIG. 8 Exploitation des paramètres mesurés pour la Fo-Ca en vue d'une modélisation du transfert de masse : a) exemple de lissage de courbe de rétention par une fonction hyperbolique pour la Fo-Ca infiltrée à l'eau ; b) évolution du coefficient de la loi en fonction de la concentration en cuivre.

Evolution of the Fo-Ca parameters for mass transfer modelling : a) example of retention curve fitted by an hyperbolic function for Fo-Ca soaked with water ; b) evolution of coefficient of the $S_r = f(P_c)$ curve versus copper concentration.

justifie du fait que les phénomènes transitoires hydro-mécaniques sont significativement plus courts que les phénomènes transitoires chimiques, bien que la pollution de l'argile au nitrate de cuivre ait des effets très rapides sur les propriétés hydromécaniques du matériau Fo-Ca. Un découplage des sollicitations a donc été effectué, pour n'aborder que l'étude du transfert de masse en phase liquide, régi par la loi de Darcy (équation (1)) et l'équation de conservation de la masse (équation 2). Pour les simulations numériques, un code de calcul aux éléments finis du transfert de masse en phase liquide, développé à partir de la formulation variationnelle de l'équation (3) (Pothier *et al.*, 1999 ; Pothier, 2001) a permis de réaliser les prédictions.

Pour effectuer des simulations sur le matériau Fo-Ca pollué, les paramètres de transfert déterminés lors des essais présentés au paragraphe 2, ont été ré-exploités de manière à permettre l'implémentation facile d'un jeu de paramètres pour chaque concentration. Notamment, ont été décrites les variations de l'évolution du degré de saturation en fonction de la pression capillaire et de la perméabilité intrinsèque en fonction de la concentration. En premier lieu, la courbe de rétention pour chaque concentration en nitrate de cuivre (Fig. 5) a été modélisée par une fonction hyperbolique donnée par l'équation (5) :

$$S_r = \frac{1}{1 + a \sqrt{-P_c}} \quad (5)$$

Un exemple de lissage de la courbe de rétention est donné en figure 8a. La valeur du coefficient a été déterminée d'après les lissages ; elle dépend de la concentration en cuivre et est présentée en figure 8b. En deuxième lieu, la perméabilité intrinsèque a été déduite des mesures de perméabilité illustrées en figure 4 : l'évolution obtenue en fonction de la concentration en cuivre est représentée figure 9, telle qu'entrée dans le code de calcul. Bien que seules les concentrations de l'étude aient été considérées dans les simulations, d'autres concentrations peuvent être interpolées. A ce stade de l'étude du matériau Fo-Ca, une loi de variations de perméabilité relative de type $k_{rj} = S_r^3$, proposée par Alonso *et al.* (1999) a été implémentée dans le code en régime non saturé, en l'absence de résultats expérimentaux permettant d'ajuster cette relation. Enfin, compte tenu des mesures effectuées le tableau II récapitule l'ensemble des paramètres d'entrée du modèle. Le fluide percolant dans le massif est assimilé à de l'eau de viscosité : 10^{-3} Pas^{-1} .

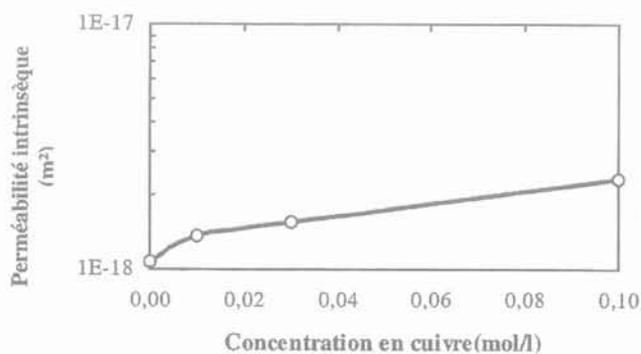


FIG. 9 Évolution de la perméabilité intrinsèque de la Fo-Ca en fonction de la concentration en cuivre.

Evolution of the Fo-Ca intrinsic permeability versus copper concentration.

3.2

Présentation des temps de transfert à l'échelle d'un massif de Fo-Ca pollué

A ce stade, un maillage unidimensionnel, suffisant pour mettre en évidence des ordres de grandeur, a été réalisé. Une pression d'injection positive en paroi du modèle a été imposée sur une face, l'autre face étant libre de toute condition aux limites hydriques. Les prédictions ont été analysées en traçant l'évolution de la teneur en eau dans le domaine d'étude après différents temps d'imbibition. Les conditions aux limites choisies permettent d'aborder le problème à l'échelle d'un massif même si elles ne sont pas complètement représentatives du problème étudié.

Une première série de calculs a d'abord été réalisée à l'échelle des galettes de laboratoire. Les temps de saturation prédits étant proches de ceux obtenus lors des essais pour les différentes concentrations en nitrate de cuivre et les pressions d'injection de solutions imposées montrent la validité des lois d'évolutions des paramètres en fonction de la concentration en cuivre. Une deuxième série de calcul a porté sur l'étude d'un domaine de dimensions compatibles avec celles d'un stockage (longueur du domaine d'étude : 3 mètres) avec une pression d'injection en paroi plus faible, de 0,2 MPa. Les prédictions pour le massif sont présentées sur la figure 10 pour une période de 20 ans après différentes plages de temps écoulé. Les

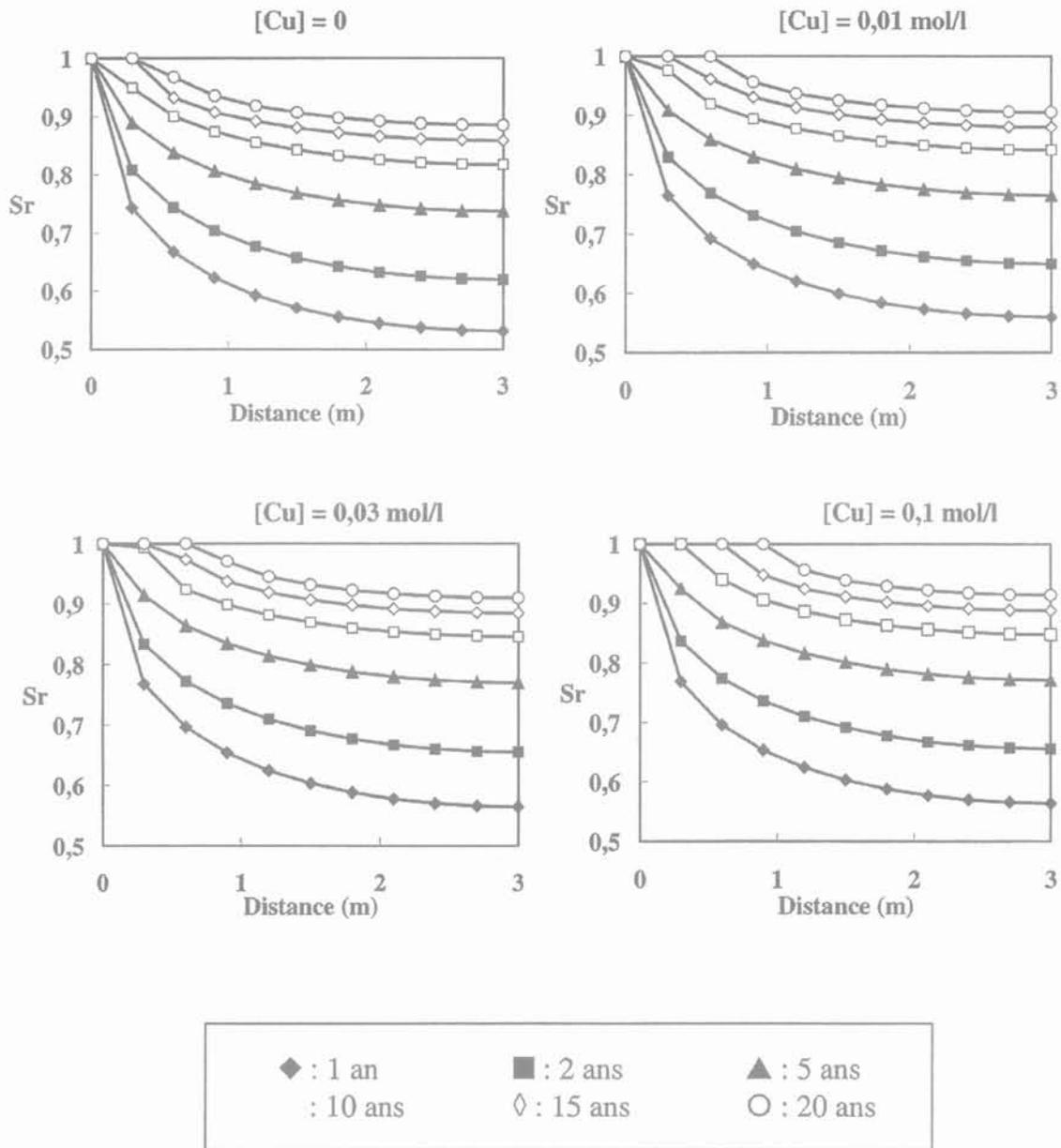


FIG. 10 Simulations de la cinétique de saturation en eau à l'échelle d'un massif d'argile de 3 m de longueur après pollution avec des solutions de nitrate de cuivre.
Simulation of the water saturation kinetics through a 3 m long clay polluted (with copper nitrate solutions) medium.

simulations montrent que la profondeur d'argile saturée après 20 ans est quatre fois plus grande dans le cas d'une pollution au nitrate de cuivre de concentration 0,1 mol/l que dans le cas non pollué. De plus, l'accélération de la saturation est nette, y compris pour la concentration la plus faible de 0,01 mol/l. Ces résultats prédictifs reflètent, bien sûr, le choix d'un modèle de transfert simplifié mais aussi le fait que les évolutions des paramètres avec la concentration en polluant se cumulent :

- la sensibilité de ce type de modèle aux paramètres est telle que la perméabilité intrinsèque a une grande influence sur le volume entrant dans l'argile et donc sa cinétique de saturation ; c'est l'effet le plus important ;
- l'évolution des propriétés de rétention après pollution agit dans le même sens.

Quant à la porosité, choisie constante dans le modèle, elle a en général, vu les plages de variations obtenues, moins d'influence dans ce type de modèle.

Ces résultats mettent en évidence l'utilité d'étudier les variations des paramètres de transfert de masse produites par la percolation de polluants car les conséquences à l'échelle d'un stockage peuvent être significatives. L'étude prédictive ci-dessus a été axée sur le transfert d'eau en fonction du temps dans un massif de Fo-Ca préalablement pollué au nitrate de cuivre, ce qui constitue un cas extrêmement sévère par rapport à une situation de stockage. Dans l'hypothèse où l'argile serait polluée au fur et à mesure de la saturation en lixiviat dans un stockage, le temps de transfert des polluants serait progressivement ralenti et l'évolution des propriétés de l'argile s'effectuerait en conséquence, ce qui donnerait lieu à des temps de saturation plus faibles que ceux prédits ici. Par ailleurs dans ce contexte, la viscosité du lixiviat devrait être, en toute rigueur, déterminée, bien qu'elle doive être, *a priori*, très peu différente de celle de l'eau.

Conclusion

Ce travail avait pour objectif de déterminer l'efficacité de confinement, en terme de rétention de polluant, d'une argile gonflante compactée pouvant servir de barrière ouvragée dans un site de stockage. Parallèlement à des essais d'infiltration de solutions polluantes qui ont nécessité un développement technologique approprié, permettant ainsi de déterminer des paramètres nécessaires aux simulations, un code de calcul du transfert de masse en phase liquide a été utilisé pour prédire les durées de saturation en eau d'un massif pollué avec du nitrate de cuivre de différentes concentrations.

Les résultats expérimentaux obtenus ont montré qu'un échange cationique s'était produit et engendrait des modifications tant au niveau de la microstructure de l'argile (diminution de la distance basale), du volume de la phase poreuse que de son comportement macroscopique : gonflement, perméabilité et aptitude à la rétention, totale, en début d'infiltration. De plus, ces résultats ont permis de mettre en évidence que :

- les échanges cationiques sont indépendants des conditions d'injection du nitrate de cuivre sous forme soit d'une solution soit d'un mélange solution-gaz ;
- même pour de fortes concentrations en polluant, l'aptitude au gonflement de la Fo-Ca n'est pas totalement inhibée ;
- il existe simultanément deux processus chimiques qui contribuent à l'augmentation de la perméabilité :

- la dissolution de la calcite,

- les échanges ioniques entre les cations compensateurs de l'argile et le cuivre qui engendrent une diminution de l'espace interfoliaire sans modification du volume macroscopique ;

- les processus chimiques ont un effet significatif sur les propriétés de rétention du sol.

Pour simuler uniquement la réponse à l'infiltration d'eau dans un massif d'argile gonflante préalablement pollué avec des nitrates de cuivre, un jeu de paramètres correspondant à chaque concentration a été déterminé et un modèle simplifié de stockage utilisé. La présence du cuivre montre en première approximation, lors de la saturation en eau une forte augmentation de la perméabilité en présence de cuivre induisant une extension significative de la zone saturée du stockage, ce qui est relativement néfaste à son rôle.

Enfin, bien que la perméabilité augmente fortement suite à une pollution, la Fo-Ca reste dans une gamme de perméabilité bien inférieure à celle d'un stockage de surface et il serait intéressant de transposer les résultats obtenus à ceux d'un stockage de déchets à grande profondeur.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé avec le soutien financier de l'ANVAR et la collaboration d'élèves ingénieurs de l'ESEM, G. Biron, M. Fritzinger, J. Herbert, A. Lede, L. Massard et S. Thevenin, que les auteurs tiennent à remercier tout particulièrement.

Bibliographie

- Alonso E.E., Vaunat J., Gens A. - « Modelling the mechanical behaviour of expansive clays ». *Engineering Geology*, 54, 1999, p. 173-183.
- Benzel W.M., Graf D.L. - « Studies of smectite membrane behavior; importance of layer thickness and fabric in experiments at 20° C ». *Geochim. Cosmochim. Acta*, 48, 1984, p. 1769-1778.
- Bradbury M.H., Baeyens B. - « Modelling the sorption of Zn and Ni on Ca-montmorillonite ». *Geochim. Cosmochim. Acta*, 63, 1999, p. 325-336.
- Brandl H. - « Mineral liners for hazardous waste containment ». *Geotechnique* 42 (1), 1992, p. 57-65.
- Caillière S., Hénin S., Rautureau M. - *Minéralogie des argiles*. Masson, Paris, 1982.
- Cases J.M., Berend I., François M., Uriot J.P., Michot L.J., Thomas F. - « Mechanism of adsorption and desorption of water vapor by homoionic montmorillonite : 3. The Mg²⁺, Ca²⁺, Sr²⁺ and Ba²⁺ exchanged forms ». *Clays and Clay Minerals*, vol. 45, 1997, p. 8-22.
- Delattre-Louvel F., Lapeyre C., Struillou R., Arnould M. - « Retention mechanisms for toxic cations using artificial confinement barriers of clay-cement mixtures ». *Engineering Geology*, vol. 34, 1993, p. 151-158.
- Hakkou R., Wahbi M., Pineau J.L. - « Analyse de la décharge de déchets urbains de Marrakech relativement à l'évolution de la réglementation marocaine en matière d'environnement ». *Science et technique*, n° 20, 2000, p. 12-18.
- Jullien A., Lecomte P. - *Dispositif perméométrique à injecteur à pression contrôlée séparé*. Brevet français n° 00/07820, 2000.
- Kozaki T., Sato H., Sato S., Ohashi H. - « Diffusion mechanism of cesium ions in compacted montmorillonite ». *Engineering Geology*, vol. 54, 1999, p. 223-230.
- Mertens D., Richelle B., Watelet M. - « Audit technique de caractérisation d'une ancienne décharge : composition d'un lixiviat particulier ». *TMS* 6/95, 1995, p. 465-470.
- Pothier C., Jullien A., Pasquiou A., Robinet J.C., Plas F. - « Validation du code cléo par un essai sur maquette ». *14^e Congrès français de mécanique*, Toulouse, 1999.
- Pothier C. - *Étude des propriétés de confinement de matériaux argileux pour barrières ouvragées de stockages de déchets*. Thèse de doctorat de l'Université d'Orléans, 2001.
- Pronost R., Matejka G. - « Les lixiviats de décharges d'ordures ménagères : production caractérisation traitement ». *Environnement et technique*, n° 196, 2000, p. 27-29.
- Rytwo G., Banin A., Nir S. - « Exchange reactions in the Ca-Mg-Na-montmorillonite system ». *Clays and Clay Minerals*, vol. 44, n° 2, 1996, p. 276-285.
- Shainberg I., Alperovitch N.I., Kerven R. - « Charge density and Na-K-Ca exchange on smectites ». *Clays and Clay Minerals*, vol. 35, n° 1, 1987, p. 68-73.
- Singhal J.P., Khan S., Bansal O.P. - « Studies on the thermodynamics of exchange in clay ». *Journal Inorg. Nucl. Chem.*, vol. 38, 1976, p. 2297-2302.
- Veniale F. - « The role of microfabric in clay soil stability ». *Miner. Petrogr. Acta*, 29A, 1985, p. 101-119.
- Wu G., Li L.Y. - « Modeling of heavy metal migration in sand/bentonite and the leachate pH effect ». *Journal of Contaminant Hydrology* 33, 1998, p. 313-336.

Adaptation du mode opératoire pour la réalisation d'essais en compression « vraie » sur les roches

A. EL BIED, J. SULEM

CERMES

École nationale des ponts
et chaussées/LCPC

6-8, avenue Blaise-Pascal

Cité Descartes

Champs-sur-Marne

77455 Marne-La-Vallée,

Cedex 2

sulem@cermes.enpc.fr

Résumé

Sur la base d'une étude approfondie de la littérature et d'un programme d'essais sur le grès de Fontainebleau, les artefacts expérimentaux rencontrés dans la réalisation des essais de compression triaxiale sont analysés. En particulier, on montre que le frottement à l'interface de l'éprouvette et des plateaux de chargement modifie l'allure des courbes contrainte-déformation, affecte le mode de rupture ainsi que les caractéristiques des bandes de cisaillement (orientation, épaisseur). Un protocole d'essais visant à supprimer ces artefacts est proposé et validé. Celui-ci consiste en une lubrification efficace de l'interface associée à la mise en place d'une protection imperméabilisante permettant d'éviter la pénétration du lubrifiant dans la roche.

Mots-clés : mécanique des roches, essai, compression uniaxiale, compression triaxiale, contraintes, grès de Fontainebleau, frottement, interface, rupture.

Adaptation of the procedure for the realization of tests of « true » compression on rocks

Abstract

On the basis of a literature review and a testing program on Fontainebleau sandstone, experimental artefacts as encountered in triaxial compression tests are analysed. In particular, it is shown that the friction at the interface between the loading platens and the specimen modify the stress-strain curves, the failure mode, and the shear-bands characteristics (orientation and thickness). A testing procedure is proposed and validated for suppressing these artefacts. It consists in an efficient lubrication of the interface associated with an impervious protection to avoid the penetration of the lubricant into the rock.

Key words : rock mechanics, rock testing, uniaxial compression test, triaxial compression test, stress, Fontainebleau sandstone, friction, interface, failure.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003

Introduction

L'essai de compression triaxiale axisymétrique est couramment utilisé en mécanique des roches pour la caractérisation du comportement d'un matériau. La réalisation expérimentale de cet essai est cependant délicate et peut donner lieu à une grande dispersion des résultats en fonction du mode opératoire choisi. Certains auteurs (Bernaix, 1969) attribuent la dispersion des résultats expérimentaux au caractère hétérogène des roches, ce qui pose la question de la possibilité de considérer l'essai triaxial comme un essai élémentaire. Les effets de taille et de forme rapportés dans la littérature sont-ils dus au comportement intrinsèque de la roche ou aux artefacts expérimentaux ?

La nature du contact à l'interface entre l'échantillon de roche et les plateaux de chargement de la presse influence de manière sensible la réponse en déformation de l'échantillon, la contrainte au pic de chargement, le mode de rupture de l'éprouvette ainsi que les caractéristiques des bandes de cisaillement observées sous confinement (orientation, épaisseur).

L'objet de cet article est d'analyser, à partir d'une étude approfondie de la littérature et d'une campagne d'essais sur une roche modèle présentant des propriétés mécaniques homogènes et isotropes (grès de Fontainebleau), l'influence des conditions d'essais sur la réponse expérimentale. En particulier, nous souhaitons promouvoir l'idée que la réduction du frottement à l'interface roche-plateaux est indispensable pour assurer une bonne homogénéité des déformations de l'échantillon dans la phase prélocalisation et étalonner correctement une loi de comportement intrinsèque de la roche. Nous présentons dans cet article une étude bibliographique du problème du contact roche-plateaux. Celle-ci inclut l'influence du fretage sur les modes de rupture et la description des techniques d'antifretage par modification de la géométrie des éprouvettes ou par la mise en place d'inserts solides ou fluides à l'interface. Les inconvénients des différentes techniques sont discutés. Pour réduire les effets du frottement à l'interface, la technique de la lubrification (Papamichos, 1992 ; Labuz et Bridell, 1993 ; Pellegrino *et al.*, 1997 ; Bésuelle, 1999) apparaît comme la plus efficace, une fois résolu le problème de la pénétration du lubrifiant dans l'échantillon et de la fragilisation de la roche qui en résulte. Ceci est en effet le principal inconvénient de cette technique et l'argument majeur mis en avant par la Société Internationale de Mécanique des Roches (SIMR) pour recommander d'éviter tout insert fluide entre les plateaux et la roche (Fairhurst et Hudson, 1999). Un mode opératoire est proposé et validé sur une campagne d'essais triaxiaux. Celui-ci combine l'utilisation d'un lubrifiant et d'une protection imperméabilisante adaptée. Les questions de l'influence de la géométrie et de la taille des éprouvettes sont également abordées dans la dernière partie de cet article.

Description du dispositif expérimental

Matériau et préparation des échantillons

Choix du matériau

Le matériau de référence choisi pour notre étude est le grès de Fontainebleau. Cette roche granulaire a déjà été utilisée en laboratoire (Bourbie *et al.*, 1987 ; Ikogou, 1990 ; Sayehi, 1992 ; Haïed *et al.*, 1997). Elle est initialement isotrope, ce qui permet d'obtenir des déformations d'échantillon les plus homogènes possibles dans la phase qui précède la localisation des déformations. Elle est composée à plus de 99,8 % de quartz pur, ce qui est un avantage pour l'étude microscopique du phénomène de la localisation des déformations. En effet, le grès de Fontainebleau (comme d'autres grès) présente sous fortes déformations un changement de coloration au niveau de la bande de cisaillement, qui est dû au broyage et à la décohésion des grains de quartz caractérisant la localisation. Une coloration blanche est nettement visible à l'œil nu au niveau de la bande, ce qui permet d'évaluer de façon précise l'épaisseur et l'orientation des bandes de cisaillement. Le diamètre moyen des grains de quartz est d'environ 230 μm .

Carottage

Une fois les roches mères prélevées, ces dernières sont traitées avec le plus grand soin au sein du laboratoire, à l'abri de chocs mécaniques (secousses), thermiques (soleil), chimiques (pluie) ou de moisissures. Les essais de compression sont réalisés sur des cylindres droits à bases circulaires. Le diamètre de l'échantillon doit être au moins 20 fois celui du grain le plus grand. (Fairhurst et Hudson, 1999). On choisit un diamètre d'échantillon de 40 mm. Les normes de la SIMR sont donc respectées. L'élançement d'un échantillon est par définition son rapport hauteur/diamètre. Une fois le carottage effectué sur ces roches, les éprouvettes sont taillées pour trois valeurs de l'élançement 1, 1,5 et 2.

Rectification

Les différentes faces de l'échantillon sont rectifiées sous l'eau dans une rectifieuse plane avec meule pour les rendre planes et parallèles. La tolérance des imperfections du polissage des surfaces de chargement lors de la confection des éprouvettes est très stricte. L'erreur de parallélisme entre les deux surfaces de chargement planes ne doit pas dépasser 0,03 mm pour une hauteur d'échantillon de 60 mm, si l'on se réfère aux recommandations de la SIMR (Fairhurst et Hudson, 1999) pour les tests de compression. Les faces extrêmes de l'échantillon ont également été vérifiées au niveau de l'orthogonalité par rapport à la face latérale et à l'axe de symétrie de l'échantillon. La préparation

des échantillons est cruciale pour obtenir des conditions de chargement homogènes. Torrenti et Boulay (1993) ont mis en évidence l'effet d'une mauvaise rectification des échantillons de béton sur la résistance. La résistance moyenne obtenue sur cinq éprouvettes bien rectifiées est de 102 MPa, celle obtenue sur cinq éprouvettes mal rectifiées est de 82 MPa.

2.2

Matériel de mise en pression

La cellule triaxiale utilisée est de type Hoek. Une presse hydraulique asservie permet d'assurer le chargement axial. La surface des plateaux de charge de la presse dont on vérifie précisément le parallélisme est rectifiée et polie afin de minimiser la résistance frottante avec l'échantillon. Par ailleurs, il est préférable que la surface des plateaux de charge soit plus grande que la surface de base de l'échantillon (Fairhurst et Hudson, 1999). Grâce à cette géométrie particulière, lors de l'écrasement, la force axiale reste correctement appliquée sur les faces supérieures et inférieures de l'échantillon même si ce dernier voit son diamètre augmenter lors de l'essai en raison de la déformation radiale. On évite ainsi les problèmes de bords liés à l'effet de poinçonnement des plateaux de même diamètre.

3

Le problème du contact roche-plateaux

3.1

Observations

Le contact direct entre les extrémités de l'échantillon et les plateaux de chargement est la condition limite la plus communément utilisée au sein des laboratoires. Toutefois, ce problème des conditions limites doit être considéré avec beaucoup de prudence. L'interprétation des essais est classiquement basée sur les hypothèses suivantes : l'échantillon matériel est homogène, la distribution de contrainte uniaxiale est uniforme à l'intérieur des échantillons, l'état du champ de déformation de l'échantillon est homogène, il n'y a pas de changement significatif de la géométrie de l'échantillon durant le test et les surfaces de chargement sont toujours les plans principaux.

Comme le font remarquer Peng et Johnson (1972), il est évident que l'utilisation d'un critère de rupture ou de constantes dérivées, appliqués à des conditions de contraintes connues comme étant non uniformes et en supposant malgré cela, une distribution de contrainte uniforme, serait tout à fait trompeur. Néanmoins, ajoutent-ils, c'est exactement ce qui arriva pendant des années. Même si le souci principal de l'expérimentateur concerne l'uniformité des champs de contraintes et de déformations imposés à l'éprouvette, cette condition d'uniformité n'est généralement pas respectée durant le chargement de compression. Il est reconnu, au moins depuis un siècle (Mohr, 1900), que la distribution des contraintes dans les échantillons cylindriques est non uniforme et dépend des conditions limites à l'interface entre la roche et les plateaux

de chargement. Dès le début du chargement, un état non uniforme de contraintes et de déformations à l'intérieur de l'échantillon se développe dû à la présence de frottement à l'interface entre le système de chargement et les faces extrêmes de l'échantillon. Un grand nombre de chercheurs ont souligné ces perturbations induites par le frottement à l'interface (Mohr, 1900 ; Filon, 1902 ; Pickett, 1944 ; D'Appolonia et Newmark, 1951, Conway, 1963 ; Kirkpatrick et Belshaw, 1968 ; Brady, 1971b ; Hudson *et al.*, 1971 ; Vutukuri *et al.*, 1974 ; Al-Chalabi et Huang, 1974 ; Deman, 1975 ; Drescher et Vardoulakis, 1982 ; Hettler et Vardoulakis, 1984 ; Read et Hegemier, 1984 ; Vardoulakis et Drescher, 1985 ; Vinegar *et al.*, 1991 ; Papamichos, 1992). Les contraintes de frottement à l'interface tendent à empêcher l'expansion radiale d'un échantillon en compression. L'échantillon cylindrique est alors mis en tonneau. En raison des contraintes de cisaillement, l'axe de contrainte principale ne coïncide pas avec l'axe de l'échantillon. L'effet du frottement à l'interface fait augmenter la résistance de la roche dans cette région. Cette dernière s'étend à l'intérieur de l'échantillon sous la forme d'un cône.

Cette non-uniformité des déformations a déjà été mise en évidence par différents moyens d'investigations. La tomographie au scanner permet par exemple de détecter ces effets de bords. Les images scanner, que Colliat *et al.* (1988), Desrues et Mokni (1991), Mokni (1992) ont obtenu sur des échantillons de sable comprimés au triaxial, montrent l'effet de cône de fretage. Sobolev *et al.* (1978) ont testé des plateaux de pyrophyllite sous conditions biaxiales. L'interféromètre holographique a révélé qu'au-delà de 50 % de la résistance ultime, l'échantillon développe une croix joignant les quatre coins du plateau et subissant de grandes déformations, tandis que les zones situées près des plateaux subissent de plus faibles déformations.

La forme conique de l'échantillon après rupture est due non pas au comportement réel et aux caractéristiques intrinsèques de la roche, mais plutôt aux contraintes de cisaillement à l'interface. Les résultats expérimentaux sont largement influencés par les défauts dans le système de chargement (Rice, 1980 ; Drescher et Vardoulakis, 1982). Les écarts souvent observés dans les résultats de l'essai triaxial obtenus par différents expérimentateurs sont le plus souvent dus aux conditions expérimentales mises en œuvre et aux défauts indésirables introduits durant les tests (Hegemier et Read, 1985 ; Santarelli, 1992 ; Brady et Brown, 1985 ; Vardoulakis et Sulem, 1993, 1995). Dans ce cas, le comportement mesuré des échantillons de laboratoire dépend du système expérimental et comme la réponse observée est due aux conditions limites inconnues, les données expérimentales obtenues ne peuvent être utilisées pour l'étalonnage d'une loi constitutive (Hegemier et Read, 1985).

Un autre mode de rupture en compression uniaxiale a également été observé dans la littérature, une rupture de cisaillement locale et macroscopique de l'échantillon testé le long d'un seul plan oblique. Ce mode de rupture est comme la rupture en cône étroitement lié aux problèmes de frottement à l'interface roche-plateau (Bieniawski, 1967 ; Vardoulakis *et al.*, 1998). Paul et Gangal (1966) affirment que cette rupture ne serait rien d'autre qu'une rupture en cône particulière où les macrofissures se joignent aux deux extrémités. Notons que ce mode de rupture peut également se produire

dans le cas où le chargement axial est non uniforme. La rupture oblique est due alors à un défaut dans les conditions d'essai, soit à une mauvaise préparation au niveau de la rectification, en termes de planéité et de parallélisme des surfaces de contact, soit à un mauvais centrage de l'éprouvette par rapport aux plateaux de la presse. Hardy (au 8th Symposium de mécanique des roches, 1966) partage ce point de vue puisqu'il affirme qu'il y a deux facteurs d'importance dans le chargement de compression de l'échantillon : les forces frotantes dans les surfaces extrêmes de l'échantillon et l'uniformité du chargement axial dans ces surfaces extrêmes. Ces deux facteurs, selon lui, influencent le mode de rupture de l'échantillon. Hardy ajoute que les ruptures obliques sont dues à un chargement non uniforme ou à une orientation préférentielle de plans existants de faiblesse (weakness) dans la roche anisotrope. Hawkes et Mellor (1970) pensent que la rupture oblique est due à la rotation ou à la translation relative des plateaux. Selon eux, ce type de rupture est caractéristique du système de chargement.

Notons que l'effet sensible du frottement à l'interface sur le pic de résistance a souvent été constaté (Hawke et Mellor, 1970 ; Labuz et Bridell, 1993 ; Pellegrino, 1995). Znanski (1954) a réalisé des tests de compression sur des échantillons d'argilite d'élanement 2 avec et sans frottement aux extrémités et a trouvé que la résistance en compression avec frottement est de 107 MPa et sans frottement de 50 MPa. Brown (1974) montra que l'utilisation de système à peignes réduit la résistance maximum. Il étudia sur du marbre le rapport entre la résistance maximum mesurée dans le test biaxial et la résistance en compression uniaxiale conventionnelle. Pour un plateau solide, le rapport est de 1,39 et pour un plateau avec système à peigne, le rapport est de 1,19. Papamichos *et al.* (2000) ont réalisé des essais de compression triaxiale conventionnels, d'extension triaxiale et de compression biaxiale (en déformation plane) sur des échantillons de grès rouge de Wildmoor. Ils montrent que la résistance au cisaillement du grès est indépendante de la contrainte principale intermédiaire et suit un critère de résistance de type Mohr-Coulomb, ce qui suggère aussi qu'en conditions de contact lubrifié, les valeurs de résistance obtenues expérimentalement ne correspondent pas seulement à un type de test sur un échantillon donné mais représentent les valeurs de résistance intrinsèques de la roche. Par ailleurs, Paul et Gangal (1966) affirment que la valeur de résistance à la compression est plus grande dans le cas d'extrémités non lubrifiées. En réalisant des tests sur le calcaire d'Indiana, ils ont obtenu une résistance à la compression de 37 MPa pour les extrémités lubrifiées et de 78 MPa pour les extrémités non lubrifiées. Peng et Johnson (1972) ont comparé la résistance à la compression d'échantillons de granite de Chelmsford pour différentes conditions limites imposées. Ils ont obtenu que la résistance de cette roche dépende des conditions limites. Les cinq conditions limites sont présentées dans un ordre décroissant de résistance atteinte : confinement parfait, contact direct, chargement uniforme, inserts de téflon et inserts de néoprène. Suivant les conditions limites imposées, on peut obtenir pour le cas uniaxial une résistance à la compression qui varie du simple au double. Le rapport entre les valeurs de résistance en compression obtenues en conditions « confinement parfait » et en conditions « inserts néoprène » est de l'ordre de 2 en compression uniaxiale, et tend à diminuer lorsque le confinement augmente.

Simulations numériques

Des analyses théoriques et numériques ont été réalisées dans le but de mieux comprendre les effets du fretage à l'interface roche-plateau (Filon, 1902 ; Pickett, 1944 ; D'Appolonia et Newmark, 1951 ; Kotte *et al.*, 1969 ; Brady, 1971a-c ; Hawkes et Mellor, 1970 ; Peng, 1971 ; Al-Chalabi et Huang, 1974 ; Drescher et Vardoulakis, 1982 ; Bordia, 1971).

Avec le logiciel de calcul par éléments finis CESAR, Pellegrino (1995) a testé trois conditions de contact entre la roche et les plateaux de chargement, le contact direct roche-acier, une interface de contact lubrifiée et enfin un glissement libre de la roche par rapport aux plateaux sans aucune contrainte de frottement. Les calculs montrent que les éprouvettes solidaires des plateaux développent toujours un cône élastique de frottement au contact des plateaux (Drescher et Vardoulakis, 1982). En cas de lubrification, le fretage partiel produit un petit cône élastique. Pour des éprouvettes comprimées dans des conditions d'expansion libre, le cône ne se forme plus et l'échantillon présente une plastification uniforme. Des résultats similaires ont été obtenus avec le programme ABAQUS par Sheng *et al.* (1997).

4

Les techniques antifretage

Différentes techniques d'antifretage ont été développées pour éliminer ou au moins atténuer le frottement à l'interface. Mise à part l'utilisation d'une pression de fluide, c'est-à-dire d'un chargement hydraulique aux extrémités de l'échantillon (Schock et Duba, 1972 ; Handin, cité par Hardy au 8th symposium de mécanique des roches, 1966), on peut distinguer deux modes différents de conception du système antifretage : soit modifier la forme géométrique de l'échantillon, soit placer au niveau de l'interface roche-plateau un matériau solide ou fluide de nature et de forme géométrique variables.

4.1

Modification de la géométrie des éprouvettes

Les effets de fretage peuvent être réduits si on adopte un élanement assez grand. Quand la longueur de l'échantillon augmente, une plus grande proportion du volume d'échantillon dans la partie centrale de ce dernier est sujette à un état approximativement uniforme de contrainte uniaxiale (Hawkes et Mellor, 1970). C'est pour cette raison essentielle que la SIMR (Fairhurst et Hudson, 1999) prescrit d'utiliser dans l'essai de compression des cylindres circulaires droits avec un rapport entre la hauteur et le diamètre compris entre 2 et 3. L'utilisation d'inserts fluides ou solides (*capping materials*) ou de tout traitement de surface d'extrémité autre que la rectification sont exclus dans les recommandations de la SIMR. Un élanement dans la gamme moyenne de 2,5 à 3 pour des mesures faites dans les portions centrales de l'échantillon est également recommandé par Vutukuri *et al.* (1974). Il faut toutefois noter que le choix d'un élanement d'échantillon trop

grand peut mener à des instabilités telles que le flambage, qui font rompre prématurément l'échantillon (Sulem, Vardoulakis, 1990). De plus, comme le font remarquer Vutukuri *et al.* (1974), il est très difficile d'obtenir des échantillons avec ce rapport pour des roches tendres et friables.

On peut mentionner également le choix de géométries particulières d'échantillons comme le double T pour les essais en déformation plane (Brace, 1964a ; Brace, 1964b ; Mogi, 1966, Tillard, 1992) ou le cylindre à section centrale réduite (Murell, 1965 ; Brace, 1964b ; Hoek 1965). Cependant, cette technique présente de nombreux inconvénients liés à l'hétérogénéité du champ de contraintes à l'intérieur de l'échantillon et à la difficulté de préparation des échantillons, ce qui conduit à une mauvaise répétabilité des essais.

4.2

Mise en place d'inserts solides ou fluides

4.2.1

Jeux d'inserts ou embases spéciaux

Les perturbations induites par le frottement à l'interface peuvent être éliminées en insérant une plaque de matériau souple entre l'échantillon et le plateau. De nombreux matériaux ont été utilisés comme le téflon, le bois, l'aluminium, l'acier. Cependant l'utilisation d'inserts souples tend à promouvoir la rupture en clivage axial par le phénomène d'extrusion (Brady, 1971b ; Peng et Johnson, 1972, Vinegar *et al.* 1991). Certains expérimentateurs (Cook, 1962 ; Hallbauer *et al.*, 1973 ; Hoek, 1965 ; Peng et Johnson, 1972) ont choisi des matériaux ayant le même rapport ν/E que la roche afin d'assurer une expansion radiale uniforme. Une fois que la fissuration commence dans l'échantillon, le module d'élasticité E et le coefficient de Poisson ν changent. Par conséquent, la condition d'égalisation n'est plus satisfaite. Il n'est donc pas possible d'étendre ce concept à la région ductile de la courbe contrainte-déformation (Wawersik et Fairhurst, 1970). On peut également mentionner les systèmes à peignes (*brush platens*) faits d'une assemblée d'épingles flexibles en acier de faible section (Brown, 1974 ; Brown et Gonano, 1974 ; Brady et Brown, 1985. Ces systèmes présentent de sérieux inconvénients. Ils sont trop difficiles à préparer pour être utilisés dans des tests de routine. De plus, ils peuvent conduire à des problèmes d'indentation de l'échantillon en fonction du type de roche et du niveau de contraintes.

4.2.2

Lubrification

La lubrification de l'interface reste un problème ouvert en mécanique des roches. Vicat (1834), Föppl (1900), Mohr (1900) (cités par Vardoulakis *et al.*, 1998) ont abordé ce problème et étaient favorables à la lubrification des plateaux pour éviter le frottement. Toutefois, au sein des laboratoires et suivant les recommandations de la SIMR, les essais sont le plus souvent frettés. La littérature montre qu'un état de déformation homogène peut être obtenu en utilisant un lubrifiant approprié (Mohr, 1900 ; Föppl, 1900 ; Hardy, 1966 ; Hawkes et Mellor, 1970 ; Al-Chalabi et

Huang, 1974). Parmi les lubrifiants couramment utilisés, on peut citer le graphite, le tungstène disulfide, l'huile de paraffine, le molybdenum disulfide (poudre grise), le téflon, le spray de silicone et l'acide stéarique (acide gras) mélangé avec de la vaseline ou du talc. Pour mesurer le coefficient de frottement, Labuz et Bridell (1993) ont utilisé un appareil de double cisaillement direct et ont réalisé également des tests de compression uniaxiale sur différentes roches. Le plus faible coefficient de frottement (de l'ordre de 0,02) a été mesuré pour l'acide stéarique de formule chimique $(CH_3(CH_2)_{16}CO_2H)$ mélangé en quantité égale avec de la vaseline.

Papamichos (1992) a réalisé des essais de compression en déformation plane sur du grès de Berea. Il a procédé à la lubrification de toutes les surfaces d'échantillon en contact avec les plateaux. Le lubrifiant est composé d'un mélange d'acide stéarique et de vaseline non polarisée à proportions massiques égales de 1:1 pour une application facile dans les surfaces de frottements. Ce mélange est préparé en plaçant une quantité égale de cristaux d'acide stéarique et de vaseline dans un four chauffant à 70 °C, qui est la température de mélange des cristaux d'acide stéarique. En fait, nous conseillons de chauffer le mélange à 75 °C pour faciliter et accélérer la réaction. Dans ce but également, il n'est pas inutile de mélanger quelques fois la préparation, l'acide a en effet tendance à se déposer en bas du flacon. Le mélange est total dès qu'on obtient un liquide incolore et homogène. Après mélange complet, la surface extérieure du gobelet est refroidie rapidement avec de l'eau pour que les molécules d'acide stéarique ne se séparent pas de la vaseline. On laisse refroidir le lubrifiant jusqu'à solidification complète. Cela donne un mélange uniforme solide gras à température ambiante. C'est une substance de couleur blanche avec une texture savonneuse. Notons que ce lubrifiant a été utilisé depuis par Pellegrino (1995) et Bésuelle (1999). La technique de la lubrification semble être d'un très grand intérêt. Elle ne présente aucun des inconvénients majeurs relevés pour les autres techniques antifretage présentées. Nous allons dans la suite de l'article valider cette technique en comparant les résultats obtenus pour le cas des essais frettés et lubrifiés.

5

Étude expérimentale de la lubrification du contact roche-plateaux

5.1

Description des essais réalisés

Des essais de compression uniaxiale et triaxiale à faible pression de confinement ont été réalisés sur le grès de Fontainebleau. Ils ont été effectués sur des échantillons secs d'éclatement 1, 1,5 et 2 prélevés dans trois blocs de roche notés B (porosité 14-15 %), F (porosité 14-15 %) et K (porosité 21-22 %). Les essais ont été effectués en chargement monotone ou cyclique et en conditions frettées ou lubrifiées en utilisant le mélange d'acide stéarique et de vaseline proposé par Papamichos (1992). Papamichos *et al.* (2000)

recommandent l'utilisation d'une faible quantité de lubrifiant afin d'éviter une trop grande pénétration de celui-ci à l'intérieur de la roche poreuse. Cependant, comme l'a observé Pellegrino *et al.* (1997), sans une quantité suffisante de lubrifiant, le frottement résiduel reste encore important. Nous avons tenté de résoudre ce point par l'utilisation d'une protection imperméabilisante insérée entre le lubrifiant et l'échantillon. Différents types de protections imperméabilisantes ont été testés. Les essais réalisés ont pour but de choisir la meilleure protection imperméabilisante et d'évaluer la performance du lubrifiant en tant que réducteur du frottement. On contrôle l'homogénéité des déformations radiales en plaçant des jauges sur deux sections. Trois jauges radiales sont placées à mi-hauteur de l'éprouvette le long de trois génératrices espacées à 120° . Trois autres jauges radiales sont placées sur les mêmes génératrices mais très près d'une des extrémités de l'éprouvette, au voisinage des plateaux. Trois jauges de déformation axiales sont également placées au niveau de ces trois génératrices, à mi-hauteur de l'éprouvette.

Cette disposition des jauges (Fig. 1) permet d'étudier en détail l'effet du lubrifiant et de la protection imperméabilisante sur l'homogénéité de la déformation de l'échantillon. En suivant les recommandations de Labuz et Bridell (1993) et Papamichos *et al.* (2000), nous effectuons au début de chaque essai trois petits cycles de charge-décharge à 8 MPa pour éliminer l'excès de lubrifiant et pour « mettre en place » la rotule.

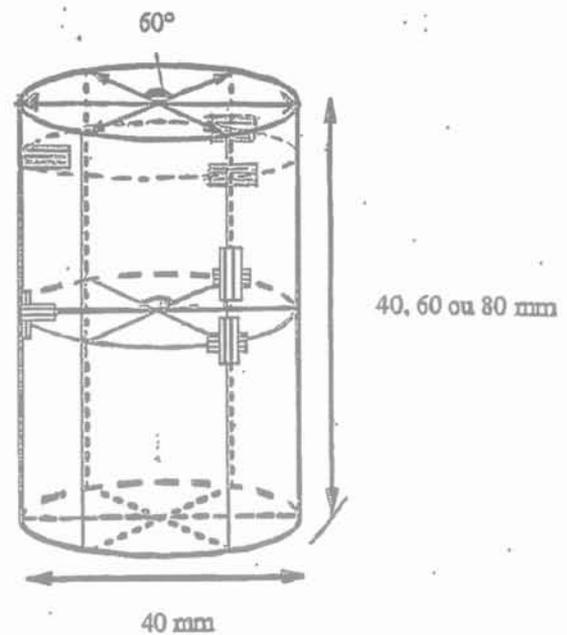


FIG. 1 Disposition des jauges de déformations radiales et axiales.
Position of radial and axial strain gages.

La liste des essais réalisés dans le but de valider le procédé de la lubrification et de choisir un élongement d'échantillon optimal est présentée dans le tableau I.

TABLEAU I Nomenclature et description des essais triaxiaux.
Nomenclature and description of triaxial tests.

Nomenclature de l'essai	Pression de confinement (MPa)	Type de chargement	Élongement	Lubrification	Type de protection imperméabilisante
B13.1, B12.2	0	monotone	1,5	oui	aucune
B15.1, B24.1	0	monotone	1,5	non	aucune
B80, B35, B43, B6.2, B18.1, B17.1, B26	0	monotone	1,5	oui	latex
B32, B31, B13.2	0	cyclique	1,5	oui	latex
B18.2	4	monotone	1,5	oui	latex
B3	4	cyclique	1,5	oui	latex
B10	0	monotone	2	non	aucune
B2.2, B8.1	0	cyclique	2	oui	latex
B46	0	monotone	1	oui	aucune
B57, B60	0	monotone	1	oui	latex
B70	0	cyclique	1	oui	latex
B9	0	monotone	1	non	aucune
B69	4	monotone	1	oui	latex
B36	0	monotone	1,5	oui	spray graisse silicone
B23.2	0	monotone	1,5	oui	plaque de téflon
B33	0	monotone	1,5	oui	film plastique
B21	0	monotone	1,5	oui	mastic rubson blanc
B29	0	monotone	1,5	oui	plaque aluminium
B16.2	0	monotone	1,5	oui	spray de téflon
B19.1	0	monotone	1,5	oui	double plaque de téflon
B5.2	0	monotone	1,5	oui	carton
F21.1	0	monotone	1,5	oui	latex
F13.2	14	monotone	1,5	oui	latex
F26.2	14	monotone	1,5	non	aucune
K73	7	monotone	1,5	oui	latex
K25	28	cyclique	1,5	oui	latex
K99	42	cyclique	1,5	oui	latex

Artefacts induits par l'utilisation d'une lubrification

5.2.1

Le problème de la pénétration du lubrifiant

La nature et l'amplitude des contraintes locales autour des défauts microscopiques sont fortement affectées par tout fluide ou matériau sous pression qui a accès à ces défauts. C'est le cas lorsque la pénétration du lubrifiant à l'intérieur de l'échantillon et sa mise en pression interstitielle peut induire dans les pores du matériau des contraintes de traction suffisantes pour permettre la propagation des fissures pré-existantes. Ce type de rupture s'apparente à la rupture par intrusion décrite par Brace (1964a) lorsque la membrane entourant un échantillon pénètre à l'intérieur de celui-ci. Pour cette raison, la Commission sur les méthodes d'essais de la SIMR (Fairhurst et Hudson, 1999) a recommandé d'éviter tout traitement des extrémités de l'échantillon autre qu'une simple rectification (voir aussi Hawkes et Mellor, 1970 ; Jaeger et Cook, 1979).

Dans les essais que nous avons réalisés sur le grès de Fontainebleau, nous avons effectivement observé dès la mise en place du lubrifiant sur les extrémités de l'échantillon une forte pénétration de celui-ci à l'intérieur de la roche. Cette pénétration est encore plus marquée lorsque l'échantillon est mis en charge, et l'effet du lubrifiant sur la réduction du frottement s'en trouve diminué. Cela peut conduire comme l'a observé Pellegrino (1995) à des modes de rupture combinant la formation d'un cône de frottement et un clivage axial de l'éprouvette. On observe également, à cause de la pénétration du lubrifiant, une rupture précoce de l'échantillon et une perturbation des mesures des jauges proches du plateau due au contact des circuits de la jauge avec le lubrifiant (Fig. 2).

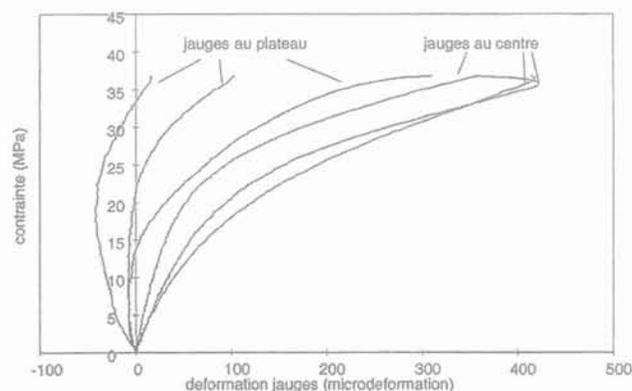


FIG. 2 Essai B13.1, lubrifié directement sans protection sur un échantillon d'élanement 1,5 : perturbation des jauges de déformation radiale près du plateau due à la pénétration du lubrifiant.

Test B13.1, direct lubrication with no protection on a sample with a 1.5 slenderness. Perturbation of the electric circuit of the radial strain gages close to the platen due to the penetration of the lubricant.

Il apparaît nécessaire d'utiliser une protection imperméabilisante qui bouche les pores des faces de l'échantillon et empêche le lubrifiant de pénétrer. Nous avons testé différentes protections imperméabilisantes : du latex, du spray de graisse silicone, une plaque de téflon, un film plastique, du mastic rubson blanc, une plaque d'aluminium, du spray de téflon, une double plaque de téflon (sans lubrifiant entre les plaques), un carton.

5.2.2

Choix de la protection imperméabilisante

Le critère essentiel pour le choix de la protection imperméabilisante optimale est la réduction de l'influence des défauts de préparation de la surface de l'échantillon, en termes de rectification et de parallélisme et cela dans le but d'obtenir une distribution du chargement la plus uniforme possible.

Les protections autres que le latex conduisent à une grande dispersion des mesures des différentes jauges axiales et radiales, ce qui traduit que ces inserts induisent une mauvaise répartition de l'effort axial. Il en résulte un champ de déformation non-uniforme dans l'échantillon. Sur la figure 3 on donne l'exemple de la réponse obtenue avec une protection en graisse de silicone (essai B36). En comparaison, on présente sur la figure 4 la réponse de l'échantillon B80 testé avec une protection en latex. Ces graphes montrent une bonne uniformité des mesures des jauges.

Le pic de résistance en compression uniaxiale pour les essais lubrifiés sans protection (B13.1 et B12.2) a une valeur moyenne de 40,9 MPa. Pour les essais lubrifiés avec une protection en latex (B80, B43, B6.2, B26, B32 et B13.2) cette valeur est de 50,7 MPa. La pénétration du lubrifiant affecte donc de façon sensible la résistance apparente de la roche. Cette influence n'est pas due à une réaction chimique entre l'acide stéarique et la silice liant les grains du grès de Fontainebleau. Elle est due à une pression interne exercée par le lubrifiant fluide à l'intérieur de la roche.

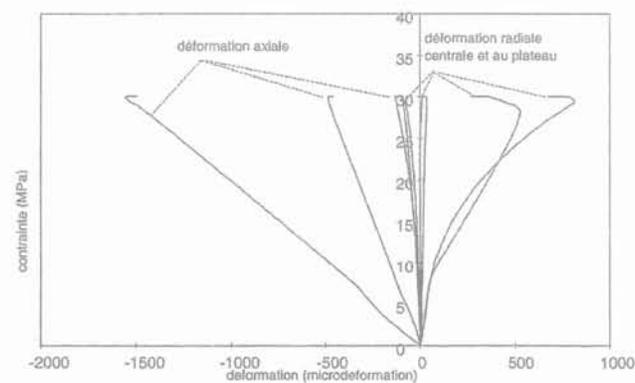


FIG. 3 Essai B36, lubrifié avec une protection en spray graisse silicone et réalisé sur un échantillon d'élanement 1,5. Comparaison des réponses au centre de l'échantillon et près des plateaux.

Test B36, lubricated with a protection of a spray of silicone fat on a sample with 1.5 slenderness. Comparison of the response of the strain gages at the centre of the sample and close to the platens.

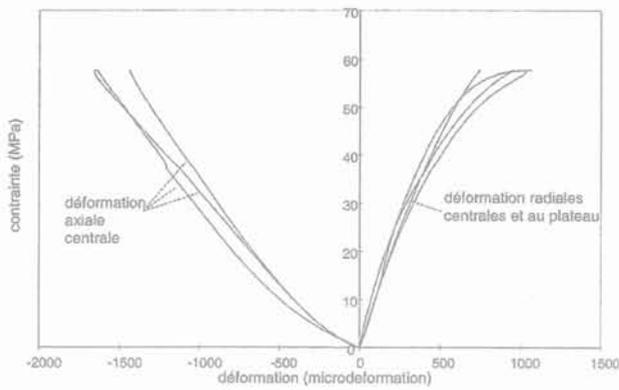


FIG. 4 Essai B80, lubrifié avec une protection en latex et réalisé sur un échantillon d'éclatement 1,5. Comparaison des réponses au centre de l'échantillon et près des plateaux.

Test B80, lubricated with a protection of latex on a sample with 1.5 slenderness. Comparison of the response of the strain gages at the centre of the sample and close to the platens.

En ce qui concerne le mode de rupture des échantillons, la présence du film plastique (B33), du spray de silicone (B36), du spray de téflon (B16.2), du carton (B5.2) ou du mastic rubson (B21) induit une fissuration axiale de l'échantillon initiée au niveau des plateaux et se propageant plus ou moins dans l'échantillon. Pour un insert d'aluminium (essai B29) on a observé une rupture en cône caractéristique de l'effet de frettage. L'essai comportant une plaque de Téflon (B23.2) présente une rupture caractéristique par extrusion (Fig. 5) où la rupture est localisée au niveau des plateaux alors que le reste de l'échantillon est intact. La figure 6 montre que les déformations radiales sont plus importantes au niveau des plateaux qu'au centre de l'échantillon à l'inverse d'un essai fretté. Ce mode de rupture est dû aux contraintes radiales induites par l'extrusion de l'insert de téflon qui est plus souple que la roche. Ce phénomène a été observé par plusieurs auteurs pour différents types d'inserts (Seldenrath et Gramberg,

1958 ; Grosvenor, 1963 ; Wawersik, 1968 ; Kartashov et al., 1970 ; Brady, 1971b ; Peng et Johnson, 1972 ; Jaeger, cité par Fairhurst, 1966).

Ce phénomène d'extrusion n'a été observé sur aucun des tests que nous avons réalisés en utilisant le lubrifiant composé d'acide stéarique et une protection imperméabilisante autre que la plaque de téflon. Dans le cas où une double plaque de téflon est utilisée, on a observé que la plaque de téflon en contact avec le plateau subit de très grandes déformations alors que l'échantillon reste apparemment intact. Dans le cas d'une protection en latex, on observe une rupture verticale en clivage axial suivant trois axes symétriques à 120° (Fig. 7). Dans le cas d'une lubrification directe sans protection, nous avons obtenu également ce mode de rupture, mais ce dernier est moins propre et moins net que dans le cas avec protection.

En conclusion, de toutes les protections testées, le latex apparaît comme étant la protection imperméabilisante la plus adaptée.

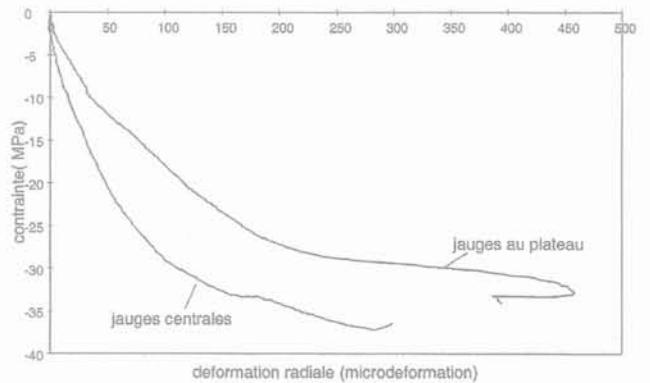


FIG. 6 Essai B23.2 ; phénomène d'extrusion pour un échantillon avec une protection en plaque de Téflon (B23.2). Déformation radiale au centre de l'échantillon et près des plateaux.

Test B23.2 Phenomenon of extrusion for a sample with a protection of Teflon. Radial strain at the centre of the sample and close to the platens.



FIG. 5 Essai B23.2 ; rupture au niveau des extrémités d'un échantillon testé en conditions lubrifiées avec une protection en plaque de Téflon.

Test B23.2: Failure at the ends of a lubricated sample with a protection of Teflon.

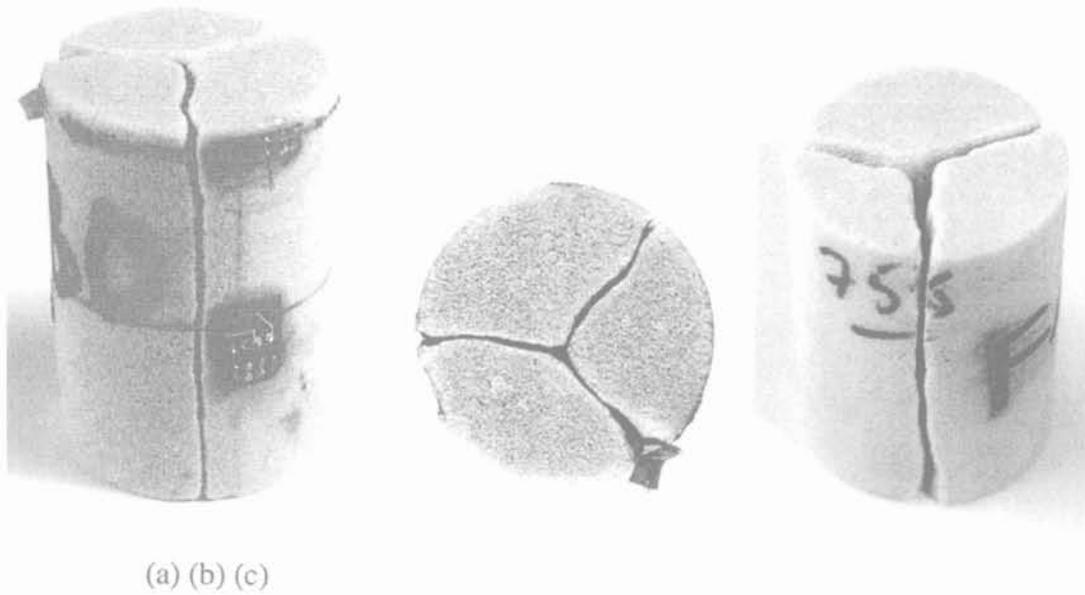


FIG. 7 Échantillons de grès de Fontainebleau chargé en compression uniaxiale en conditions lubrifiées. Rupture en clivage axial suivant trois axes symétriques à 120° : (a) et (b) échantillon B80, (c) échantillon F21.1. Samples of Fontainebleau sandstone loaded in uniaxial compression with lubrication; Axial splitting along three symmetrical axes with an angle of 120°; (a) & (b) sample B80, (c) sample F21.1.

5.3

Validation de l'utilisation d'un lubrifiant avec une protection en latex

5.3.1

Déformabilité des échantillons

- Uniformité de la déformation radiale dans l'axe de l'échantillon

La figure 8 présente la comparaison de la réponse moyenne des jauges de déformation radiale placées au centre de l'échantillon et au voisinage du plateau de chargement pour des essais réalisés sur des échantillons d'élanement 1,5 lubrifiés avec une protection en latex (B80) et non lubrifiés (B15.1). On constate que, pour l'essai non lubrifié, les déformations radiales au niveau des plateaux sont moins importantes que celles de la partie médiane de l'échantillon.

En revanche, quand on applique le lubrifiant avec la protection en latex, les déformations radiales centrales et au niveau du plateau se superposent bien. La lubrification de l'interface améliore nettement l'homogénéité de la déformation de l'échantillon en éliminant les contraintes de frottement. Le coefficient δ est défini comme le rapport de la déformation radiale mesurée au milieu et à l'extrémité. Ce coefficient est tracé en fonction de la contrainte axiale (Fig. 9). Il est proche de l'unité quand on applique le lubrifiant, les échantillons gardent donc leur forme originale durant le chargement.

- Module d'Young et coefficient de Poisson apparents

En comparant les courbes de déformations radiales et axiales de l'essai non lubrifié (B15.1) et de l'essai lubrifié avec protection en latex (B80), on constate que les déformations axiales pour les deux essais sont

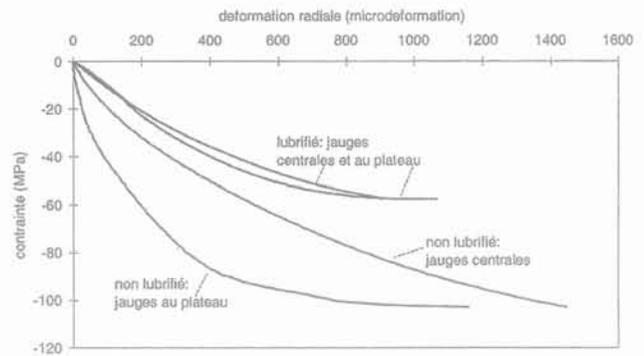


FIG. 8 Effets de la lubrification sur les déformations radiales. Effect of lubrication on radial strains.

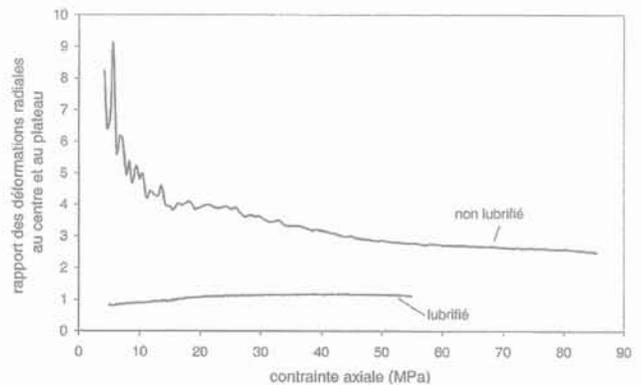


FIG. 9 Effets de la lubrification sur le coefficient de la déformation radiale. Essai lubrifié (B80) et essai non lubrifié (B15.1). Effect of lubrication on radial strains ratio. Lubricated sample B80 and non lubricated sample B15.1.

superposées ; le frettage ne modifie donc pas l'évaluation du module d'Young (Fig. 10). En revanche, la déformation radiale est moins importante pour le cas non lubrifié, traduisant donc un coefficient de Poisson ν apparent plus faible dans ce cas, le frettage empêchant l'échantillon de se déformer librement dans la direction radiale.

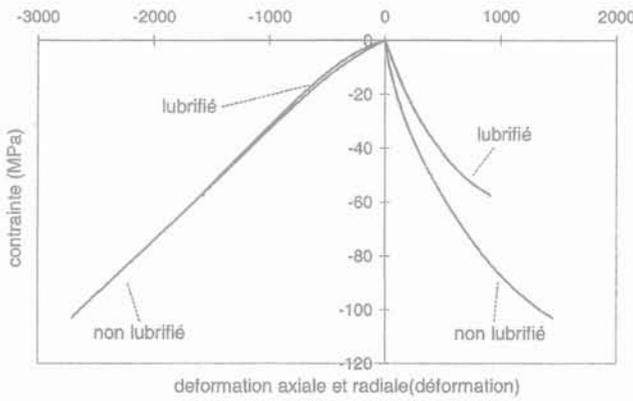


FIG. 10 Effets de la lubrification sur la déformation radiale et axiale de l'échantillon.
Effect of lubrication on radial and axial strains.

• Effet de la pression de confinement

En comparant la réponse moyenne des jauges de déformations radiales et axiales pour des essais réalisés avec une pression de confinement de 14 MPa sur des échantillons d'élançement 1.5 (Fig. 11), on constate que l'influence du frettage à l'interface sur la déformation radiale reste sensible, même en présence d'un confinement. En revanche, le frettage n'a pas d'effet sur la déformation axiale et cela jusqu'à l'approche du pic.

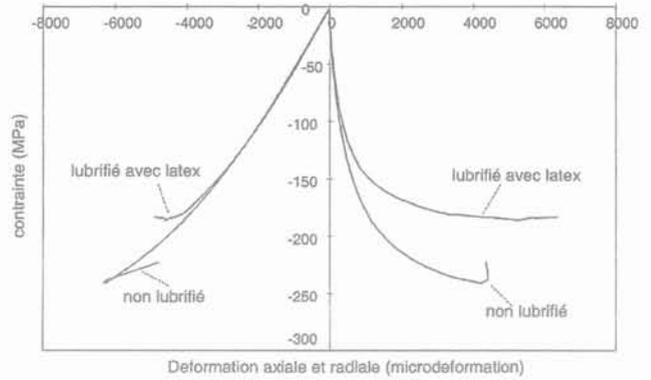


FIG. 11 Comparaison de la réponse des jauges centrales de déformation radiale et axiale, pour des essais réalisés sur des échantillons d'élançement 1,5 en conditions lubrifiées (F13.2) et non lubrifiées (F26.2) sous un confinement de 14 MPa.
Comparison of the response of radial and axial strain gages at the centre of samples with 1.5 slenderness in lubricated conditions (F13.2) and non lubricated conditions (F26.2) for a confining pressure of 14 MPa.

5.3.2
Pic de résistance

Pour évaluer l'influence du frettage à l'interface sur le pic de résistance en compression uniaxiale et triaxiale, des essais ont été réalisés sous différentes conditions d'interface sur des échantillons d'élançement 1,5. Les résultats sont présentés sur le tableau II.

La moyenne de pic de résistance en compression uniaxiale pour les essais non lubrifiés est de 104,6 MPa, ce qui correspond au double de celle des essais lubrifiés avec une protection en latex (50,7 MPa). Le frottement au niveau des plateaux, pour un contact grès/acier des plateaux équivaut donc à un confinement qui renforce l'échantillon et fait surestimer du simple au double le pic de résistance en compression

TABLEAU II Influence du frettage à l'interface sur le pic de résistance en compression uniaxiale et triaxiale.
Effort of interface friction on the peak strength in uniaxial and triaxial compression.

Conditions d'interface	Confinement (MPa)	Essais réalisés	Pic de résistance (MPa)	Moyenne du pic de résistance (MPa)
lubrifié avec latex	0	B80	58,8	50,7
		B43	61,2	
		B6.2	46,9	
		B26	48,5	
		B32	44,5	
		B13.2	43,7	
non lubrifié	0	B15.1	104,24	104,6
		B24.1	105,04	
lubrifié avec latex	4	B18.2	103,4	103,4
lubrifié avec latex	14	F13.2	199,7	199,7
non lubrifié	14	F26.2	255,4	255,4

uniaxiale. La surestimation d'un facteur deux de la résistance apparente dans le cas d'une compression uniaxiale est également rapportée par Mohr (1900), Vardoulakis et Sulem (1993), Pellegrino (1995), Papamichos *et al.* (2000). Ces derniers ont montré également dans le cas de plateaux non lubrifiés et d'un élanement égal à 2, ce qui correspond donc aux recommandations de la SIMR, que la valeur de la résistance en compression uniaxiale du grès rouge de Wildmoor déduite des essais à faibles pressions de confinement est surestimée de 40 % tandis que celle déduite des essais à fortes pressions de confinement n'est que de 15 %.

Pour des essais de compression triaxiale avec une pression de confinement de 14 MPa en conditions non lubrifiées (F26.2), le pic de résistance obtenu est de 255,4 MPa. Pour des conditions lubrifiées avec une protection en latex (F13.2), le pic est de 199,7 MPa. En présence d'un confinement, le rapport entre les pics de résistance correspondants au cas lubrifié et non lubrifié est plus faible.

En conclusion, nous observons que le frottement entre l'échantillon et les plateaux a une influence notable sur la résistance mécanique apparente des échantillons. La présence du frottement aux plateaux exerce un léger confinement radial aux extrémités des éprouvettes conduisant à une valeur plus importante de la contrainte au pic de résistance. Quand on applique une pression de confinement, le frottement a un effet moins marqué sur la résistance de l'échantillon testé. La pression de confinement a tendance à réduire l'influence du frottement. Comme l'expérimentateur dans un essai de compression uniaxiale réalisé en conditions non lubrifiées ne contrôle pas l'intensité du frottement, cette dernière peut être plus ou moins importante d'un essai à un autre (et *a fortiori* d'un laboratoire à un autre). Cela est une des causes de la grande dispersion des données de résistance souvent observée dans l'essai de compression uniaxiale. Comme l'a observé Bernaix (1969) cette dispersion observée en compression uniaxiale tend à disparaître pour les essais confinés. Cela peut être attribué aux effets sensiblement réduits du frottement pour les essais sous pression de confinement.

5.3.3

Mode de rupture

La géométrie de la rupture dépend fortement de la pression de confinement et du type de roche testée. À partir des observations des éprouvettes rompues, il a été possible de distinguer différents types de rupture dans la gamme étudiée de pression de confinement. L'examen visuel des échantillons testés confirme le fait que les conditions d'interface jouent un rôle fondamental dans le processus de rupture. Suivant l'intensité du frottement, différents modes de rupture peuvent se produire pour une même pression de confinement.

• Essai de compression uniaxiale

Quand on élimine les effets de frottement par l'utilisation d'un système antifrottement efficace, l'échantillon est théoriquement dans un état homogène de compression pure. De nombreux auteurs observent un développement de fissures parallèles à la direction de contrainte maximale appliquée (Griggs, 1936 ; Terzaghi, 1945 ; Griggs et Handin, 1960 ; Wawersik et Fairhurst,

1970 ; Hakami, 1988 ; Santarelli et Brown, 1989). Comme le fait remarquer Wawersik (Wawersik et Fairhurst, 1970 ; Wawersik et Brace, 1971), c'est un mode intrinsèque de rupture dans les matériaux fragiles en réponse à une contrainte compressive macroscopiquement homogène. Les macrofissures se forment avec une densité uniforme à peu près partout dans l'échantillon et elles s'alignent dans l'axe du cylindre. Comme le notent Paul et Gangal (1966), ces macrofissures s'unissent finalement pour former une rupture macroscopique par séparation le long d'une surface plane normale à la direction de contrainte principale mineure. Vutukuri *et al.* (1974) parlent de façon similaire d'un développement d'une ou plusieurs fissures majeures (principales) parallèles à la direction d'application de la force compressive résultant en une séparation de l'échantillon en colonnes. L'échantillon se fragmente dans la direction de l'axe de chargement le long de plans axiaux. Ce type de rupture est appelé *slabbing* (Fairhurst et Cook, 1966), *axial cleavage fracture*, *vertical splintering* (Rinehart, 1966 ; Wawersik et Fairhurst, 1970), *axial splitting* (Paul et Gangal, 1966), *extension fracture* (Griggs et Handin, 1960 ; Paterson, 1978). Ce phénomène est connu sous le nom de rupture en clivage axial (*axial splitting*) ou encore rupture en extension. Ce qui est en accord avec la classification classique de Jaeger et Cook (1979) communément acceptée pour la rupture macroscopique des roches par rapport à la pression de confinement, où en compression uniaxiale et en compression triaxiale pour une pression de confinement très faible, on a une rupture axiale. Par exemple, Paul et Gangal (1966) affirment que si les extrémités des échantillons de calcaire d'Indiana sont soigneusement lubrifiées pour prévenir la formation de forces de frottement latérales, l'échantillon se rompt en compression par clivage axial. Bieniawski (1967) a obtenu également une rupture en clivage axial dans des tests uniaxiaux sur la norite et le quartzite réalisés avec des plateaux de chargement égalisés de même diamètre que celui de l'échantillon testé. Paul (cité par Fairhurst, 1966), en utilisant deux plaques minces de téflon avec de la graisse entre les deux, a observé systématiquement une rupture axiale (*splitting*). Peng et Johnson (1972) ont réalisé des essais sur le granite de Chelmsford en utilisant une technique d'inserts égalisés pour obtenir un chargement uniforme. Ils ont observé que les fissures sont orientées parallèlement à l'axe des échantillons et que ces derniers se rompent typiquement par clivage longitudinal. Ils ont affirmé également que les positions et le nombre de séparations (*splits*) sont variables d'un échantillon à un autre. Les échantillons se fendent typiquement le long d'une ou plusieurs ruptures verticales. Fairhurst et Cook (1966) ont également rapporté que les échantillons cylindriques se rompent selon la direction verticale et se fendent en colonnes. Kondo *et al.* (1988) ont observé des ruptures axiales dites « en colonnettes » qui se développent parallèlement à la direction de contrainte principale majeure. Ces ruptures s'accompagnent d'une forte dilatance dans le matériau. Santarelli (1987) observe également une rupture verticale avec formation de colonnettes. Haïed et Kondo (1997) ont observé un clivage axial en réalisant des essais uniaxiaux sur des échantillons prismatiques de grès de Fontainebleau.

Dans le cas des essais que nous avons réalisés avec une protection en latex, on observe une rupture verticale en clivage axial suivant trois axes symétriques à 120° (Fig. 6).

Pour le mode de rupture obtenu avec la protection imperméabilisante en latex, on peut utiliser le terme de clivage axial, car ce mode de rupture est en accord avec la définition donnée par Wawersik et Fairhurst (1970) du clivage axial dans le sens où l'échantillon de laboratoire se fend axialement en deux ou plusieurs segments. Ce mode de rupture traduit une symétrie de révolution des déformations. L'échantillon a une déformation homogène. Il subit une augmentation des déformations radiales et casse en extension. Cette rupture est obtenue avec une assez bonne répétabilité. On obtient également quelquefois un autre mode de rupture axiale suivant un seul axe privilégié séparant l'échantillon en deux. Notons qu'une rupture suivant trois axes obtenue avec un centre d'intersection des trois axes décalé par rapport à l'axe du cylindre est due forcément à un mauvais centrage de l'échantillon.

Ce mode de rupture en clivage axial a été obtenu systématiquement et indépendamment de la porosité de l'échantillon (15 ou 21 %), et de l'élançement (1, 1,5 ou 2) (Fig. 12). Par ailleurs des essais lubrifiés avec une protection en latex ont été réalisés sur d'autres types de roches: le marbre, le granite, le gypse et le calcaire, on a obtenu dans tous les cas ce mode de rupture en clivage axial. Ce n'est donc pas une caractéristique du grès de Fontainebleau. Le mode de rupture en clivage axial que nous avons obtenu dans nos essais apparaît donc comme un mode de rupture intrinsèque en compression uniaxiale.

Si l'échantillon est placé directement en contact avec les plateaux de la presse, on constate systématiquement un mode de rupture en cônes dont les axes coïncident avec celui de l'échantillon (Fig. 13).

Le frottement à l'interface produit des contraintes radiales centripètes qui contrecarrent la propagation des fissures aux extrémités de l'échantillon. Les régions en dehors de cette zone développent un réseau de fissures orientées principalement suivant la direction axiale. Après le pic, la propagation de ces fissures mène à une perte de cohésion et à la rupture totale de

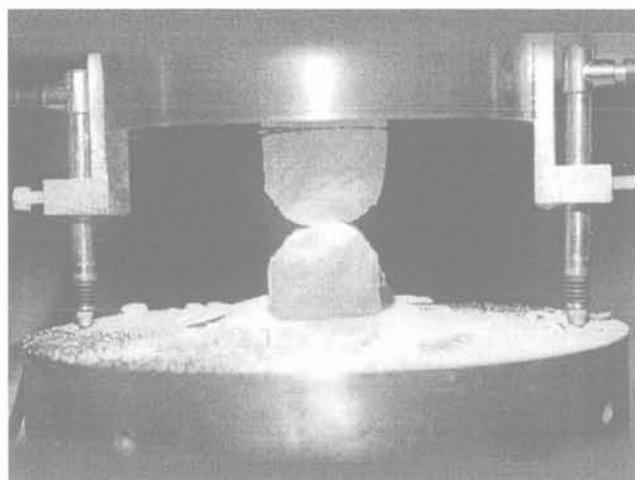


FIG. 13 Rupture en cône de l'échantillon B15.1. Failure with formation of a frictional cone for sample B15.1.

l'échantillon. On observe un détachement de plaques et une production importante de sable. Ce sable provient essentiellement du centre de l'éprouvette et correspond à plus de la moitié du volume original de l'échantillon. Seules les extrémités de l'échantillon près des plateaux sont intactes et forment deux zones de forme conique (cônes de frottement). Ce mode de rupture en cône a souvent été observé, citons par exemple Vicat (1834) et Santarelli (1987).

• Essai de compression triaxiale

La présence d'une pression de confinement conduit classiquement à un mode de rupture en cisaillement. Cependant la transition d'une rupture en clivage axial à une rupture par cisaillement se fait progressivement avec l'augmentation de la pression de confinement. (Griggs, 1936 ; Heard, 1960 ; Jaeger, 1960a ; Wawersik et Fairhurst, 1970 ; Wawersik et Brace, 1971 ; Vutukuri *et al.*, 1974 ; Paterson, 1978 ; Jaeger et Cook, 1979). Dans les essais que nous avons réalisés en conditions lubrifiées avec une protection en latex, à une faible pression de confinement de 4 MPa, nous avons observé un « mode de rupture en Y » des échantillons (B18.2) (Fig. 14).

Ce mode de rupture fait apparaître deux surfaces de rupture conjuguées faiblement inclinées par rapport à la direction axiale. On note un endommagement prononcé de l'extrémité pouvant être dû au frottement résiduel à l'interface malgré la lubrification.

A plus fortes pressions de confinement, dans une gamme allant de 7 MPa à 42 MPa (essais K73, K25 et K99), on observe en conditions lubrifiées la formation d'une bande de cisaillement unique clairement visible en raison de la coloration blanche de cette zone. Cette bande est nettement formée et a une épaisseur constante tout le long de l'échantillon (Fig. 15). Elle traverse tout l'échantillon.

Si les effets du frottement sont moindres dans les essais confinés, nous avons cependant observé pour les essais réalisés en conditions frottées une rupture combinée comportant simultanément une bande de cisaillement et une formation de cônes rigides (Fig. 16).

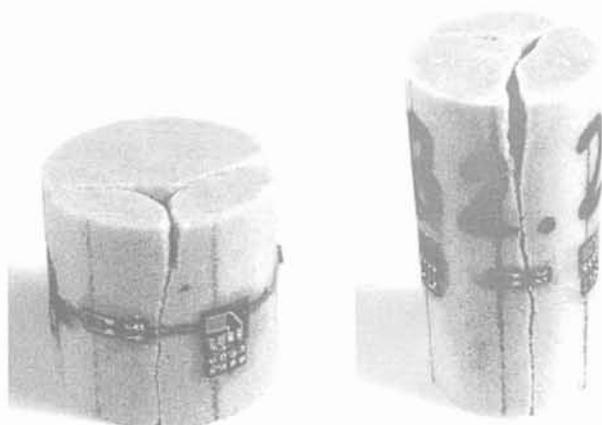


FIG. 12 Mode de rupture en clivage axial suivant trois axes symétriques à 120° pour des échantillons d'élançement 1 (B57) et 2 (B2.2). Axial splitting failure mode along three symmetrical axes with an angle of 120° for samples with a slenderness of 1 (B57) and 2 (B2.2).

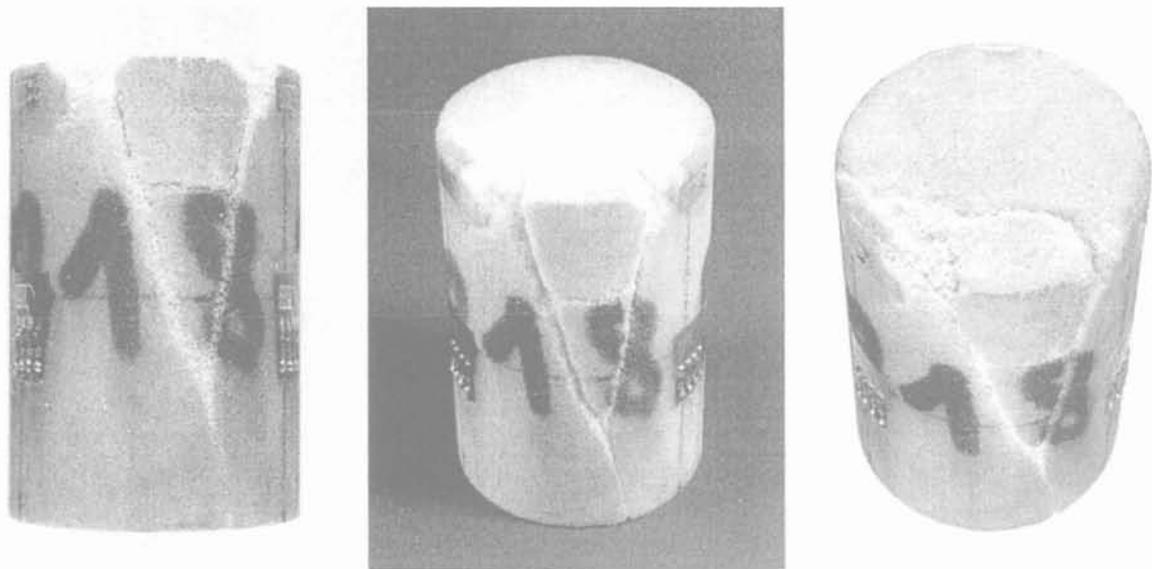


FIG. 14 Mode de rupture mixte en Y pour un échantillon (B18.2) testé en compression triaxiale à une pression de confinement de 4 MPa en conditions lubrifiées avec une protection en latex.
Failure mode in Y for a sample (B18.2) tested in triaxial compression with a confinement of 14 MPa in lubricated conditions with a latex protection.

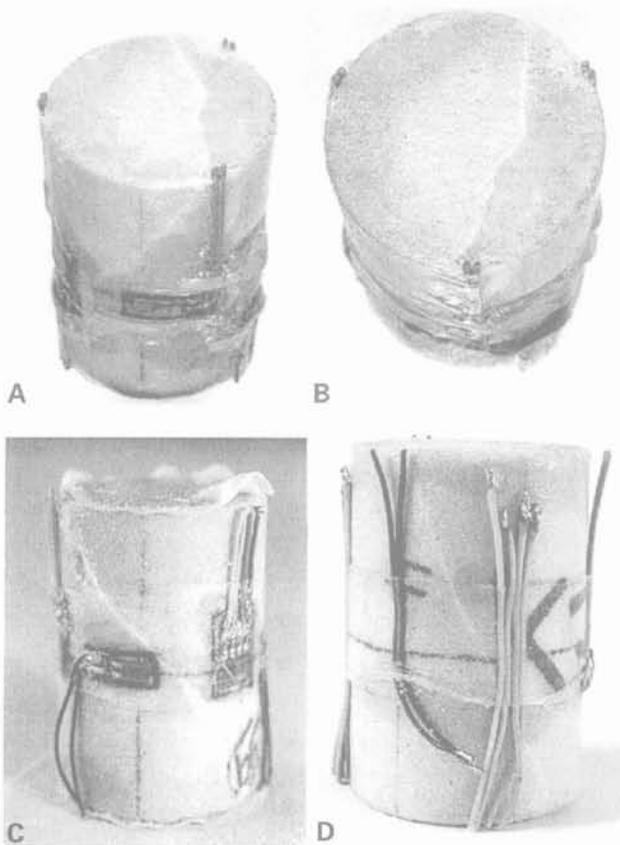


FIG. 15 Bande de cisaillement formés pour des essais lubrifiés. (a) (b) Confinement de 28 MPa sur un échantillon saturé (K25) ; (c) Confinement de 42 MPa sur un échantillon sec (K99) ; (d) Confinement de 7 MPa sur un échantillon sec (K73).
Shear bands formed for lubricated samples: (a) (b) Confining pressure of 28 MPa on a saturated sample (K25); (c) Confining pressure of 42 MPa on a dry sample (K99); (d) Confining pressure of 7 MPa on a dry sample (K73).

L'orientation et l'épaisseur de la bande de cisaillement sont affectées par le frottement. La formation de cônes de frottement dans les essais triaxiaux réalisés en conditions frottées empêche la propagation de la bande de cisaillement jusqu'aux extrémités de l'échantillon. Il est difficile de tirer des informations précises sur les caractéristiques de la bande de cisaillement (épaisseur, orientation) sur de tels essais.

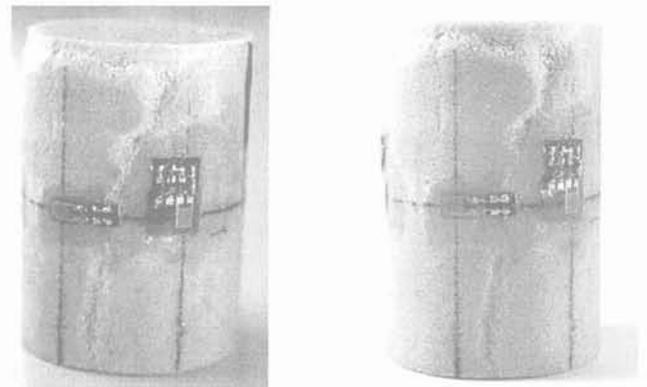


FIG. 16 Essai réalisé en conditions frottées sous un confinement de 14 MPa (F26.2) : Rupture combinée avec bande de cisaillement associée à la formation de cônes aux extrémités.
Test performed with frictional interfaces with a confining pressure of 14 MPa (F26.2): Combined failure mode with the formation of a shear band and a cone at the ends.

A fortes pressions de confinement dans la transition du régime fragile au régime ductile, le frottement induit une mise en tonneau de l'échantillon comme rapporté par exemple dans les essais de Paterson (1978).

L'essai triaxial peut-il être considéré comme un essai élémentaire ?

L'essai triaxial sur un échantillon de roche peut-il être considéré comme représentant le comportement d'un élément de volume représentatif du matériau ? Les effets de la géométrie et de la taille des éprouvettes sur leur réponse en chargement triaxial sont largement mentionnés dans la littérature. Dans cette section, nous analysons sur la base à la fois de nos essais et des essais rapportés dans la littérature, l'influence de l'hétérogénéité des contraintes induite par le frettage sur ces effets de géométrie et de taille ainsi que l'influence de l'élanement sur l'initiation d'un mode de flambement de l'éprouvette.

6.1

Effets de l'élanement

Jaeger (1973) et Jaeger et Cook (1976) ont montré les effets de l'élanement sur la résistance sous différentes conditions de chargement non uniforme. Ils ont mis ainsi en évidence que la raison de l'influence de l'élanement est très clairement liée aux perturbations du champ de contrainte par les effets des contraintes de frottement au contact avec les plateaux. Historiquement, les essais étaient réalisés sur des échantillons d'élanement 1 (Evans et Pomeroy, 1958). Toutefois, il est clair que le comportement des échantillons courts est fortement affecté par le contact avec les plateaux de chargement. Filon (1902) montra que pour des cylindres d'élanement 1 la concentration de contrainte au contact est d'un rapport de 1,69.

Augmenter l'élanement de l'échantillon revient à diminuer le rôle du frottement. Ceci a été couramment observé dans des essais de compression uniaxiale pour lesquels aucune technique antifrettage n'est utilisée (Obert, Windes et Duvall, 1946 ; Hobbs, 1964a ; Herel, 1966 ; Mogi, 1966a ; Bordia, 1971 ; Green et Perkins, 1972 ; Starfield et Wawersik, 1972 ; Dhir et Sangha, 1973 ; Hawkes et Mellor, 1970 ; Vukoturi *et al.*, 1974 ; Ikogou, 1990). Nous pouvons également mentionner les travaux historiques de Vicat (1834).

Nous avons testé en conditions non lubrifiées des échantillons d'élanements 1, 1,5 et 2. Les réponses présentées sur la figure 17 et le tableau III montrent que pour l'élanement 1 (B9), la rigidité apparente est plus faible et la contrainte de pic plus forte (114,6 MPa). Ces effets peuvent être attribués à l'action plus sensible du frettage pour un faible élanement. Les échantillons

d'élanement 1,5 et 2 donnent des réponses semblables tant pour le pic de résistance (Tableau III) que pour les déformations. Les déformations axiales sont bien superposées pour les élanements 1,5 et 2 mais l'échantillon d'élanement 2 développe des déformations radiales importantes pouvant être attribuées à une instabilité par flambement (Sulem et Vardoulakis, 1990 ; Chau, 1993).

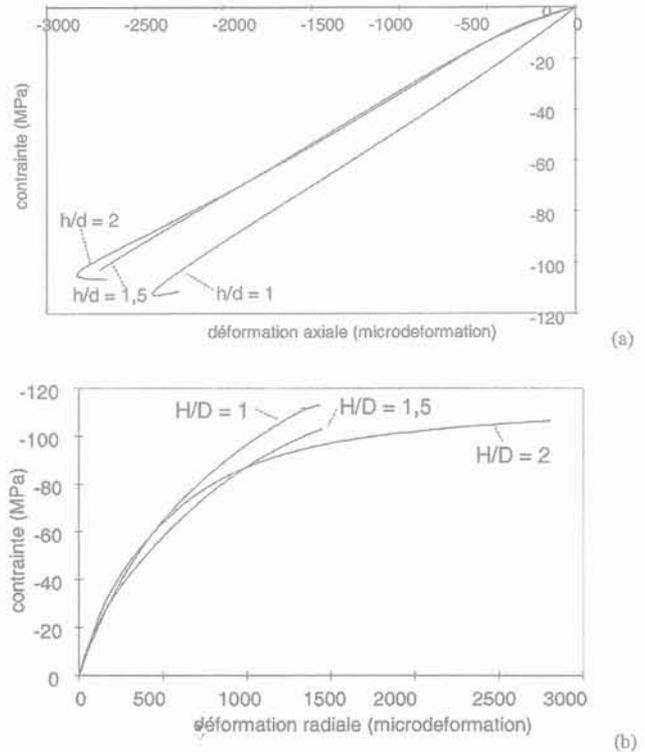


FIG. 17

Comparaison de la réponse des jauges de déformations axiales (a) et radiales (b) pour les essais en conditions non lubrifiées sur des échantillons d'élanement 1 (B9), 1,5 (B15.1) et 2 (B10). Comparison of the response of axial (a) and radial (b) strain gages for tests with no lubrication on samples with a slenderness of 1 (B9), 1.5 (B15.1) and 2 (B10).

Pour les essais lubrifiés (Tableau IV) les échantillons d'élanement 1 et 2 montrent clairement une résistance plus faible. Les échantillons d'élanement 2 sont plus sensibles à un mode d'instabilité par flambement qui se traduit ici par une résistance plus faible. Ce phénomène est plus marqué lorsque l'interface est lubrifiée car la hauteur libre de l'échantillon est plus grande que lorsqu'il y a frettage.

TABLEAU III

Pic de résistance pour des essais non lubrifiés réalisés sur des échantillons de différents élanements. Peak strength for non lubricated tests performed on samples with various slenderness.

Nomenclature de l'essai	Élanement	Confinement (MPa)	Conditions d'interface	Pic de résistance (MPa)
B10	2	0	non lubrifié	107,4
B15.1	1,5	0	non lubrifié	104,6
B9	1	0	non lubrifié	114,6

Nomenclature de l'essai	Élancement	Confinement (MPa)	Conditions d'interface	Pic de résistance (MPa)	Moyenne de pic de résistance (MPa)
B2.2 B8.1	2 2	0	lubrifié avec latex	35,8 34,9	35,35
B57 B60 B70	1 1 1	0	lubrifié avec latex	26,1 22,45 21,32	23,3
B80 B43 B6.2 B26 B32 B13.2	1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5	0	lubrifié avec latex	58,8 61,2 46,9 48,5 44,5 43,7	50,7

6.2

Effets du volume de l'échantillon

L'effet de taille exprime classiquement la dépendance du comportement d'un matériau en fonction du volume de l'échantillon testé. Il est généralement observé que celle-ci décroît avec la taille des éprouvettes. On peut citer les travaux Mogi (1962), Lundborg (1967), Burkartz et Kreuger (1968), Bieniawski (1968), Kostak et Bielenstein (1971), Pratt *et al.* (1972), Swolfs (1983). Un effet de taille peut se manifester lorsque la taille caractéristique de la structure de la roche (taille des grains, tailles des défauts, distance caractéristique entre les fissures) est comparable à la taille de l'échantillon. Se pose alors la question de la représentativité de l'échantillon choisi pour réaliser un essai élémentaire. Paterson (1978) citant les travaux de Durelli et Parks (1962) et Jaeger et Hoskins (1966) affirme que les effets d'échelle sont faibles dans un régime de contraintes homogènes. Lorsque l'on est en présence d'un état de contraintes inhomogène, des gradients locaux de contraintes influencent la résistance de la roche. Comme l'avait remarqué Mindlin (1963), en présence de forts gradients de contraintes, la résistance apparente est plus forte. L'effet du fretage dans l'essai triaxial ou tout autre défaut dans les conditions d'essais induisant un état de contraintes inhomogène, peut alors faire apparaître un effet de taille dans la réponse de l'échantillon. Habib et Vouille (1966) ont constaté sur le calcaire de Marquise que l'effet d'échelle disparaît complètement dans le cas d'essais triaxiaux à grandes contraintes de confinement (100 MPa). L'application d'une pression de confinement réduit tout aussi bien les effets de contact aux extrémités de l'échantillon que les défauts liés à l'aspect aléatoire de l'échantillonnage et aux discontinuités existantes dans l'échantillon (Habib et Bernaix, 1966). Il existe à ce jour peu de données sur l'effet de taille dans des essais triaxiaux munis d'un système d'antifretage.

Dans le cadre des modèles continus avec microstructure, l'existence d'une ou plusieurs longueurs internes dans la formulation des lois constitutives permet de décrire les effets d'échelle en fonction du rapport entre la taille de l'échantillon et la longueur interne du matériau. On montre alors que l'effet d'échelle est sensible lorsque ce rapport est compris entre 1 et 10 et devient négligeable au delà (Sulem et Vardoulakis, 1990). Pour des essais induisant de forts gradients de

contraintes tels que les essais de dureté et d'indentation, l'effet d'échelle est marqué lorsque la taille de l'indenteur est un faible multiple de la taille des grains. Une approche par la théorie de Cosserat permet d'en rendre compte (Sulem et Cerrolaza, 2000).

7

Conclusion et recommandations

Dans cet article, nous avons mis en évidence l'influence des conditions à l'interface roche-plateaux sur l'évaluation du comportement d'une roche et sur le mode de rupture de l'échantillon. L'analyse de la littérature et de nos propres essais nous conduit à proposer un protocole expérimental différent de celui proposé par la SIMR.

La lubrification de l'interface avec un mélange d'acide stéarique et de vaseline combinée à la mise en place d'une protection imperméabilisante de latex s'avère efficace. Même si le fretage n'est pas totalement éliminé, l'homogénéité de la répartition des champs de contrainte et de déformation à l'intérieur des échantillons est nettement améliorée. De plus, au niveau du choix de l'élancement, il faut trouver un compromis satisfaisant entre l'exigence d'éviter les effets de fretage à l'interface par l'utilisation d'échantillons longs et la possibilité d'apparition d'instabilités par flambement. Pour éviter le flambement, Vardoulakis et Sulem (1993) et Papamichos *et al.* (2000) recommandent de réaliser les essais de compression en conditions lubrifiées sur des échantillons d'élancement 1. Nous avons mis en évidence dans les essais présentés dans cet article les problèmes de conditions limites pour un élancement faible. C'est pourquoi nous préconisons l'utilisation d'éprouvettes d'élancement 1,5 et des plateaux de chargement plus larges que l'échantillon testé. On obtient dans ce cas un comportement de l'éprouvette plus stable.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient MM. E. Massieu, L. Martinet, F. Martineau pour l'aide apportée à la réalisation de l'étude expérimentale et M. J.-H. Delahousse pour la réalisation des photographies présentées dans l'article. Ils remercient aussi la Commission européenne pour le soutien apporté dans le cadre du contrat DGLAB-CORINTH, EVRI-CT-2000-40005.

- Al-Chalabi M., Huang C.L. – « Stress distribution within circular cylinders in compression ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 11, 1974, p. 45-56.
- Bernaix J. – « New Laboratory methods of studying the mechanical properties of rock ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 6, 1969, p. 43-90.
- Besuelle P. – *Déformation et rupture dans les roches tendres et les sols indurés : comportement homogène et localisé*. Thèse de doctorat à l'Université Joseph-Fourier, Grenoble I, 1999.
- Bieniawski Z.T. – « Mechanism of brittle fracture of rock ». Part I. Theory of the fracture process ; Part II. Experimental studies ; Part III. Fracture in tension and under long-term loading. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 4, 1967, p. 395-430.
- Bieniawski Z.T. – « The compressive strength of hard rocks ». *Tydskrif vir Natuurwetenskappe*, vol. 8, n° 3-4, 1968, p. 163-182.
- Bordia S.K. – « The effects of size and stress concentration on the dilatancy and fracture of rock ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 8, 1971, p. 629-640.
- Bourbie T., Coussy O., Zinszner N. – *Acoustique des milieux poreux*. Publication de l'IFP, coll. « Science et Technique du Pétrole », n° 27, 1987.
- Brace W.F. – « Brittle fracture of rocks ». In *State of Stress in the Earth's Crust* (Judd W.R., ed.); Elsevier, New York, 1964a, p. 111-178.
- Brace W.F. – « Indentation Hardness of Minerals and Rocks ». *N. Jahrbuch F. Mineralogie*, 1964b, p. 257-269.
- Brace W.F. – « The Effect of Size on Mechanical Properties of Rock ». *Geophysical Research Letters*, vol. 8, n° 7, 1981, p. 651-652.
- Brady B.T. – « The effect of confining pressure on the elastic stress distribution in a radially end-constrained circular cylinder ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 8, 1971a, p. 153-164.
- Brady B.T. – « Effects of inserts on the elastic behavior of cylindrical materials loaded between rough end-plates ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 8, 1971b, p. 357-369.
- Brady B.T. – « An exact solution to the radially end-constrained circular cylinder under triaxial loading ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 8, 1971c, p. 165-178.
- Brady B.G.H., Brown E.T. – *Rock Mechanics for Underground Mining*. Georges Allen & Unwin, London, 1985.
- Brown E.T. – « Fracture of rock under uniform biaxial compression ». *Advances in Rock Mechanics*, Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., National Academy of Science, Washington D.C., vol. 2, 1974, p. 111-117.
- Chau K.T. – « Anti-symmetric bifurcations in a compressible pressure-sensitive circular cylinder under axisymmetric tension and compression ». *J. Appl. Mech.*, 60, 1993, p. 282-289.
- Colliat J.L., desrues J., Foray P. – « Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure ». In *Advanced triaxial testing of soil and rock*, ASTM STP977 (Donaghe R.T., Chaney R.C. and Silver M.L., ed.), ASTM Philadelphia, 1989, p. 209-310.
- Conway J.C. – *An Investigation of the stress Distribution in a Circular cylinder under Compressive Load for varying Boundary Conditions*. M.S. Thesis, Pennsylvania State University, 1963.
- Cook N.G.W. – *A Study of failure in the Rock Surrounding Underground Excavations*. Thesis, University of Witwatersrand, 1962.
- D'apollonia E., Newmark N.M. – « A Method for the solution of the Restrained Cylinder under Compression ». *Proceeding of the First U.S. congress of applied Mechanics*, 1951, p. 217-226.
- Deman F. – *Achsensymmetrische Spannungs-rund Verformungsfehler in trockenem Sand*. Dissertation, Universität Karlsruhe, Veröffentlichungen IBF, n° 62. Department of mining and Mineral Sciences, Leeds University, LEEDS LS2 9JT, 1975.
- Desrues J., Mokni M., Mazerolle F. – « Tomodensitométrie et la localisation sur les sables ». *10th ECSMFE*, Florence, Balkema, 1991, p. 61-64.
- Dhir R.K., Sangha C.M. – « Relationship between size, deformation and strength for cylindrical specimens loaded in uniaxial compression ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 10, 1973, p. 699-712.
- Drescher A., ardoulakis I. – « Geometric softening in triaxial tests on granular material ». *Géotechnique*, 32, 1982, p. 291-303.
- Durelli A.J., Parks V. – « Relationship of size and stress gradient to brittle failure stress ». *Proc. 4th U.S. Nat. Cong. Appl. Mech.*, 1962, p. 931-938.
- El Bied A. – *Étude expérimentale et modélisation du comportement des roches granulaires : écroutissement, radoucissement et rupture en mode localisé*. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, 2000.
- Fairhurst C. – « Failure and breakage of rock ». *Proc. of the 8th Symp. on Rock Mechanics*, University of Minnesota, 1966.
- Fairhurst C., Cook N.G.W. – « The phenomenon of rock splitting parallel to the direction of maximum compression in the neighborhood of a surface ». *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisbon, vol. 1, 1966, p. 687-692.
- Fairhurst C.E., Hudson J.A. – « Draft ISRM suggested method for the complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression ». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 1999, p. 279-289.
- Filon N.G. – « On the Elastic equilibrium of circular cylinders under certain practical systems of load ». *Phil. Trans. R. Soc.*, A198, 1902, p. 147-233.
- Foppl A. – « Abhängigkeit der Bruchgefahr von der Art des Spannungszustandes ». *Mitth. Mech.-tech. Lab. K. Tech. Hochsch.*, n° 27, Ackermann, München, 1900, p. 1-35.
- Green S.J., Perkins R.D. – « Uniaxial compression tests at varying strain rates on three geologic materials ». In *Basic and Applied Rock Mechanics* (Gray K.E. ed.), Proc. 10th Symp. Rock Mech., Austin, Texas, New York, A.I.M.E., 1972, p. 35-54.
- Griggs D.T. – « Deformation of rocks under high confining pressures », I. Experiments at room temperature. *J. Geol.*, vol. 44, n° 5, 1936, p. 541-577.
- Griggs D., Handin J. – « Observations on fracture and on Hypothesis of Earthquakes ». In *Rock Deformation* (Griggs D., Handin J., ed.). Geol. Soc. Am., Memoir, 79, 1960, p. 347-364.
- Grosvenor N.E. – « Specimen proportion – Key to better compressive strength tests ». *Min. Eng.*, vol. 15, n° 1, 1963, p. 31-33.
- Habib P., Vouille G. – « Sur la disparition de l'effet d'échelle aux hautes pressions ». *C.R. Acad. Sci. Paris* 262, 1966, p. 715-717.
- Habib P., Bernaix J. – « La fissuration des roches ». *Proc. 1st Congr. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisbon, vol. 1, 1966, p. 185-190.
- Haied A., Kondo D. – « Strain localization in Fontainebleau sandstone : macroscopic and microscopic investigations ». *Int. J. Rock Mech & Min. Min.* vol. 34, n° 3-4, Paper n° 161, 1997.
- Haied A., Kondo D., Henry J.-P. – « Caractérisation expérimentale de la rupture en mode localisé d'un grès ». *Revue française de géotechnique*, n° 78, 1997, p. 21-29.
- Hallbauer D.K., Wagner H., Cook N.G.W. – « Some observations concerning the microscopic and mechanical behavior of quartzite specimens in stiff, triaxial compression tests ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 10, 1973, p. 713-726.
- Hardy H.R. – « Discussion on uniformity of end loading in session on rock failure ». In *Failure and Breakage of Rock* (Fairhurst C., ed.). Proc. 8th Symp. Rock Mech., Minnesota : A.I.M.E., New York, 1966, p. 154-158.
- Hawkes I, Mellor M. – « Uniaxial testing in rock mechanics laboratory ». *Engng Geol.*, 4, 1970, p. 177-285.
- Heard H.C. – « Transition from brittle fracture to ductile flow in Solenhofen limestone as a function of temperature, confining pressure ». In *Rock Deformation* (Griggs, D., Handin, J. ed.). Geol. Soc. Am., Memoir 79, 1960, p. 193-226.
- Hegemier G.A., Read H.E. – « On deformation and failure of brittle solids : some outstanding issues ». *Mechanics of Materials*, 4, 1985, p. 215-259.
- Herel J. – « Festigkeits- und Formänderungsverhalten charakterisierender Eigenschaften der Magnesite, die an den Probekörpern von verschiedenem Schlanheitsgrad festgestellt wurden ». *Proc. 1st Congr. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisbon, vol. 1, 1966, p. 503-507.
- Hettler A, Vardoulakis I. – « Behavior of dry sand tested in a large triaxial apparatus ». *Géotechnique*, 34, 2, 1984, p. 183-197.
- Hoek E. – *Rock fracture under Static stress conditions*. National Mechanical Engineering Research institute, CSIR, Pretoria, Report MEG 383, 1965.
- Hobbs D.W. – « Rock compressive strength ». *Colliery Eng.*, 41, 1964, p. 287-292.
- Hodgson K., Cook N.G.W. – « The effect of size and stress gradient on the strength of rock ». *Proc. 2nd Congr. Int. Soc. Rock Mech.*, Belgrade, vol. 2, 1970, p. 3-5.
- Hudson J.A., Brown E.T., Fairhurst C. – « Shape of the complete stress-strain curve for rock ». *Stability of Rock Slopes*,

- Proc. 13th Symp. On Rock Mech. (E.J. Cording, ed.), A.S.C.E., New York, 1971, p. 773-779.
- Ikogou S. – *Étude expérimentale et modélisation du comportement d'un grès*. Thèse de doctorat, Université de Lille I, 1990.
- Jaeger J.C. – « Rock failures at low confining pressures ». *Engineering*, 189, 1960, p. 283-284.
- Jaeger J.C. – « Crushing under non-uniform loading ». In *National Symposium on Rock Fragmentation*, Adelaide, Feb. 1973. (Storr E.D., ed.). Australian Geomechanics Soc., Inst. Eng. Aust., 1973, p. 74-80.
- Jaeger J.C., Hoskins E.R. – « Stresses and failure in rings of rock loaded in diametrical tension or compression ». *Br. J. appl. Phys.*, 17, 1966, p. 685-692.
- Jaeger J.C., Cook N.G.W. – *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman and Hall, London, 1979, 3rd ed.
- Kartashov M., Mazur-Dzhurilovskii D., Grokholskii A.A. – « Determination of the uniaxial compressive strength of rocks ». *Sov. Min. Sci.*, n° 3, 1970, p. 339-341.
- Kirkpatrick W.M., Belshaw D.J. – « On the interpretation of the triaxial test ». *Géotechnique*, 18, 1968, p. 336-350.
- Kostak B., Bielenstein H.U. – « Strength distribution in hard rock ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 8, 1971, p. 501-521.
- Kotte J.J., Berczes Z.G., Gramberg J., Seldenrath T.R. – « Stress-strain relations and breakage of cylindrical granitic rock specimens under uniaxial and triaxial loads ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 6, 1969, p. 581-595.
- Labuz J.F., Bridell J.M. – « Reducing frictional constraint in compression testing through lubrication ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 1993, p. 451-455.
- Lama R.D. – *Elasticity and strength of coal seams in situ and an attempt to determine the energy in pressure bursting of roadsides*. D., Sc. Tech. Thesis, Faculty of Mining, Academy of Min & Metall., Cracow, Poland, 1966.
- Lundborg N. – « The strength size relation of granite ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 4, 1967, p. 269-272.
- Mindlin R.D. – « The influence of couple stresses on stress concentrations ». *Experimental Mech.*, 3, 1963, p. 1-7.
- Mogi K. – « The influence of the dimensions of specimens on the fracture strength of rocks ». *Bull. Earthquake Res. Inst.*, Tokyo, Univ. 40, 1962, p. 175-185.
- Mogi K. – « Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow ». *Bull. Earthquake Res. Inst.*, Tokyo, Univ. 44, 1966, p. 215-232.
- Mohr O. – « Welche Umstaendnde Bedingen dir Elastizitaetsgrenze und den Bruch eines Materials ? » *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure* 44, 1900, p. 1-12.
- Mokni M. – *Relations entre le comportement en masse et la localisation de la déformation dans les matériaux granulaires*. Thèse de doctorat de l'Université J.-Fourier de Grenoble, 1992.
- Murell S.A.F. – « The Effect of Triaxial stress systems on the strength of rocks at atmospheric temperatures ». *Geophys. J.R. Astron. Soc.*, 10, 1965, p. 231-281.
- Papamichos E. – *Surface Instability and Fracture: Theory and Experiment*. Ph.D. Thesis, University of Minnesota, 1992.
- Papamichos E., Tronvoll J., Skjaestein A., Unander T.E., Labuz J.F., Vardoulakis I., Sulem J. – « Constitutive testing of a weak sandstone ». *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 5, 2000, p. 1-40.
- Paterson M.S. – *Experimental rock deformation-the brittle field*. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1978.
- Paul B., Gangal M. – « Initial and subsequent fracture curves for biaxial compression of brittle materials ». *Proc. 8th Symp. Rock Mech.*, Minneapolis, Minnesota, 1966, p. 113-141.
- Pellegrino A. – *Comportement fragile des roches : dégradation des propriétés élastiques et anisotropie induite par les contraintes*. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 1995.
- Pellegrino A., Sulem J., Barla G. – « The effects of slenderness and lubrication on the uniaxial behavior of a soft limestone ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34, 2, 1997, p. 333-340.
- Peng S.S., Johnson A.M. – « Crack growth and faulting in cylindrical specimens of Chemsford granite ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 9, 1972, p. 37-86.
- Pickett G.R. – « Application of the Fourier method to the solution of certain boundary problems in the theory of elasticity ». *Trans. Am. Soc. Mech. Eng.*, 66, 1944, p. A176-A182.
- Pratt H.R., Black A.D., Brown W.S., Brace W.F. – « The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 9, 1972, p. 513-529.
- Price N.J. – « The compressive strength of coal measure rocks ». *Coll. Eng.*, vol. 37, 1960, p. 283-292.
- Read H.E., Hegemier G.A. – « Strain softening of rock, soil and concrete: a review article ». *Mech. Mat.*, 3, 1984, p. 271-294.
- Rice J. – « The mechanics of earthquake rupture ». *Physics of the earth's interior* (Dziewonski A.M. and Boschi E., ed.), North-Holland, Amsterdam, 1980, p. 555-649.
- Rinehart J.S. – « Fracture of rocks ». *Int. J. Fracture Mech.*, vol. 2, 1996, p. 534-551.
- Santarelli F.J. – « Quelques réflexions sur les biais d'observation lors des essais sur les modèles réduits de forage ». *Revue française de géotechnique* n° 59, 1992, p. 33-41.
- Santarelli F.J., Brown E.T. – « Failure of three sedimentary rocks in triaxial and hollow cylinder compression tests ». *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 26, 5, 1989, p. 401-413.
- Sayehi M. – *Étude expérimentale de l'endommagement du grès de Fontainebleau*. Thèse de doctorat, Université de Lille I, 1992.
- Schock R.N., Duba, A.G. – « Quasistatic deformation of solids with pressure ». *J. Appl. Phys.*, 43, 1992, p. 2204-2210.
- Seldenrath Th.R., Gramberg J. 1958. « Stress-strain relations and breakage of rocks ». In *Mechanical Properties of Non-Metallic Brittle Materials* (Walton W.H., ed.). London, Butterworths, 1958, p. 79-102.
- Sheng D., Westerberg B., Mattsson H., Axelsson K. – « Effects of End Restraint and Strain Rate in Triaxial Tests ». *Computers and Geotechnics*, vol. 21, n° 3, 1997, p. 163-182.
- Sobolev G., Spetzler H., Salov B. – « Precursors to failure in rocks while undergoing anelastic deformations ». *J. Geophys. Res.*, vol. 83, 1978, p. 269-274.
- Starfield A.M., Wawersik W.R. – « Pillars as structural components in room-and-pillar design ». In *Basic and Applied Rock Mechanics*, 10th Symp. Rock Mech., Austin, Texas, May 1968 (Gray, K.E. ed.) A.I.M.E., New York, 1972, p. 793-809.
- Sulem J., Vardoulakis I. – « Analysis of the triaxial test on rock specimens. A Theoretical model for shape and size effect ». *Acta Mechanica*, 83, 1990, p. 195-212.
- Sulem J., Cerrolaza M. – « Finite element analysis of the indentation test on rocks with microstructure ». *Computers and Geotechnics*, 29, 2, 2002, p. 95-117.
- Swolfs H.S. – « Aspects of the size strength relationship on unjointed rocks ». *Rock Mechanics: Theory, Experiment, Practice*, Proc. 24th U.S. Symp. On Rock Mech. (Mathewson C.C., ed.), Assoc. Eng. Geologists, 1983, p. 501-510.
- Terzaghi K. – « Stress conditions for the failure of saturated concrete and rock ». *Proc. Am. Soc. Test. Mat.*, vol. 45, 1945, p. 777-801.
- Tillard D. – *Étude de la rupture dans les géomatériaux cohésifs. Application à la marne de Beaucaire*. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier, Grenoble, 1992.
- Torrenti J.M., Boulay C. – « Résultats récents concernant l'essai de compression du béton ». *Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics*, n° 513 série, Essais et Mesures 244, 1993.
- Vardoulakis I., Drescher A. – « Behaviour of granular soil specimens in the triaxial compression test ». In *Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, Elsevier, 1985, p. 215-252.
- Vardoulakis I., Sulem J. – « Application of bifurcation theory to rock mechanics problems ». In *Comprehensive rock mechanics* (Hudson J., ed.) Pergamon Press, vol. 1, chap. 23, 1993, p. 575-609.
- Vardoulakis I., Sulem J. – *Bifurcation Analysis in Geomechanics*. Blackie Academic and Professional, 1995.
- Vardoulakis I., Labuz J.F., Papamichos E., Tronvoll J. – « Continuum fracture mechanics of uniaxial compression on brittle materials ». *Int. J. Solids Structures*, vol. 35, n° 31-32, 1998, p. 4313-4335.
- Vicat L. – « Observations adressées à l'Académie des sciences sur le rapport lu à cette académie, le 23 septembre 1833, par M. Girard, l'un de ses membres, concernant un mémoire de M. Vicat, sur la résistance des matériaux ». *Annales des Ponts et Chaussées*, I, n° CLXXXI, 1834, p. 305.
- Vinegar H.J., De Waal J.A., Wellington S.L. – « CT Studies of Brittle Failure in Castlegate Sandstone ». *Int. J. Rock Mech. Sci. and Geomech. Abstr.*, 28, 5, 1991, p. 441-448.

Bibliographie

Vutukuri V.S., Lama R.D., Saluja S.S. – *Handbook on mechanical properties of rocks*, Vol. I: Testing techniques and results. *Trans Tech. Publications*, Clausthal, Germany, 1974.

Wawersik W. – *Detailed Studies of Rock*

Fracture in Compression. Ph. D. Thesis, Univ. of Minnesota, 1968.

Wawersik W.R., Brace WF. – « Post-failure behaviour of granite and diabase ». *Rock Mechanics*, vol. 3, 1971, p. 61-85.

Wawersik W.R., Fairhurst ST C. – « A study

of brittle rock fracture in laboratory compression experiments ». *Int. J. Rock Mech. Sci.*, 7, 1970, p. 561.

Znanski J. – « Sklonnosci skal do tapania ». *Archiwum Gornictwa i Huntictwa*, t. 2, 1954.

Stabilité du front de taille et prévision des tassements sur le tunnel VL1 SOCATOP A86

B. DEMAY

B. LEROI

Service Géotechnique
Direction des Innovations,
Techniques
et Connaissances
GTM-Construction
61, avenue Jules-Quentin
92003 Nanterre

Résumé

Le présent article a pour objet d'exposer la démarche suivie dans le cadre des études de la stabilité du front de taille et de prévision des tassements de surface en préalable au creusement du tunnel VL1 du projet SOCATOP (bouclage souterrain de l'A86 dans l'Ouest parisien).

On rappelle tout d'abord les principales caractéristiques du projet SOCATOP qui voit le creusement au tunnelier d'un tunnel de 11,60 m de diamètre à travers la géologie tertiaire du Bassin Parisien aux environs de Paris, dans un environnement particulièrement sensible.

L'article expose ensuite la méthode employée pour l'étude :
- dans un premier temps étude de la stabilité du front de taille en combinant différentes méthodes de calcul de la pression de confinement du front souhaitable ;
- ensuite prévision des tassements susceptibles d'être produits par le passage de la jupe du tunnelier et lors de la mise en place de l'anneau de voussoirs.

Le programme de calcul aux éléments finis PLAXIS avec son option « contraction » constitue un apport précieux à une simulation réaliste des phénomènes de resserrement du terrain autour de la jupe tronconique, qui à l'analyse se révèlent être la cause majeure des tassements, dès lors que la stabilité du front est assurée.

Le bilan comparatif définitif entre prévisions et observations réelles est évidemment à poursuivre mais les premiers résultats dans l'argile plastique (10 à 20 mm de tassements en surface) confortent les prévisions. Sauf à remettre en cause le dimensionnement des voussoirs de telles amplitudes semblent inévitables.

Mots-clés : tunnel, tunnelier, tassements, stabilité du front.

Face stability and settlement prediction in the VL1 SOCATOP A86 ring road tunnel

Abstract

The subject of this paper is to set out what has been done as regard to the face stability and settlement prediction studies for the new A86 ring road SOCATOP VL tunnel in the western part of Paris suburbs.

First of all one will recall the main characteristics of the SOCATOP project, which includes boring with a mixshield (EPB + slurry) a 11,6 m diameter tunnel through the Tertiary geology of the Paris basin in a very sensitive environment.

Then we shall set out the relevant method for this study which is made up of two main complementary parts :

- To assess the necessary face pressure ;
- To predict settlements occurring along the shield tail and when setting up the segments liner.

The PLAXIS finite element code is widely used for settlement calculations - specially the « contraction » option which gives a realistic simulation of ground squeezing phenomena around the truncated shield tail. Ground squeezing around the shield tail is the major cause of settlement as soon as face stability is secured by a suitable pressure.

At the present time the comparative assessment between settlement prediction and monitoring has of course to be carried on but first results in the plastic clay (10 to 20 mm) agree with prediction.

Key words : tunnel, TBM, settlements, face stability.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003

Préambule

Le présent article a pour objet d'exposer la démarche effectuée dans le cadre des études de la stabilité du front de taille et des tassements de surface en préalable au creusement du tunnel VL1 du projet SOCATOP.

Nous rappellerons tout d'abord les principales caractéristiques du projet SOCATOP qui voit le creusement au tunnelier d'un tunnel de plus de 11 mètres de diamètre à travers les formations tertiaires du Bassin parisien aux environs de Paris, dans un environnement particulièrement sensible. Les problèmes usuels de stabilité du front de taille et de maîtrise de tassements y sont posés avec une acuité particulière.

La machine conçue pour réaliser ce creusement offre de larges possibilités en termes de maîtrise du confinement et des tassements (fonctionnement mixte en pression de terre/pression de boue, injection latérale de bentonite le long de la jupe, injection de mortier de bourrage en queue de jupe) ; il s'agissait donc de lui donner avec toute la précision souhaitable tous les éléments nécessaires à son pilotage.

La méthode employée a consisté :

- dans un premier temps à étudier la stabilité du front de taille en combinant différentes méthodes de calculs de la pression de confinement du front souhaitable ;
- ensuite à prévoir les tassements susceptibles d'être produits sur le passage de la jupe du tunnelier et lors de la mise en place de l'anneau de voussoirs, sachant que dans la conduite pratique du tunnelier on peut jouer sur les paramètres complémentaires à disposition, c'est-à-dire la pression d'injection de bentonite le long de la jupe et la pression du mortier de bourrage ;
- au final, le régime optimal de fonctionnement est déduit de ces calculs par le critère de limitation des tassements de surface à une valeur jugée acceptable et par le niveau de sollicitations induites dans le revêtement.

Le projet SOCATOP

Généralités

Le projet SOCATOP (SOciété pour la Construction de l'Autoroute de la Traversée de l'Ouest Parisien) ou « A86 à l'ouest » consiste à établir le bouclage en souterrain de l'autoroute A86 autour de Paris.

Il se compose principalement de deux tunnels indépendants :

1) un tunnel orienté nord-sud reliant Rueil-Malmaison à Vélizy, long de 10 kilomètres. Ce tunnel (appelé Tunnel Est ou encore Tunnel VL) sera réservé aux véhicules légers et comprendra deux niveaux dotés chacun de trois voies de circulation ;

2) un tunnel orienté nord-est/sud-ouest reliant Rueil-Malmaison à Bailly, long de 7,5 kilomètres. Ce tunnel (appelé Tunnel Ouest ou encore Tunnel TT) est accessible à tous types de véhicules et comprendra une voie par sens de circulation sur un niveau.

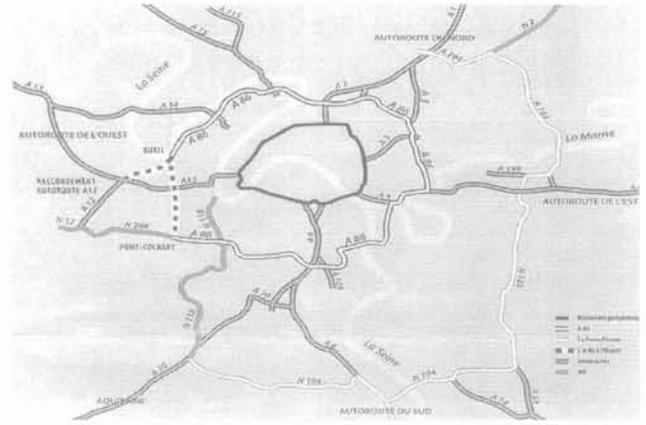


FIG. 1 Le projet SOCATOP.
SOCATOP project.

Le bouclage de l'A86 à l'ouest s'effectue dans le cadre d'une concession accordée par l'état à la société COFIROUTE pour une durée de 70 ans. A l'heure actuelle, COFIROUTE a confié la réalisation des travaux du Tunnel VL à SOCATOP, groupement d'entreprises impliquant :

- le groupe VINCI (entreprises Campenon-Bernard, Dumez-GTM, GTM-Construction, entreprise Jean Lefebvre) à hauteur de 66 % ;
- le groupe EIFFAGE (entreprises Fougerolle-Borie, Quillery) à hauteur de 17 % ;
- le groupe Bouygues (entreprise Colas) à hauteur de 17 %.

Le tunnel Est

Le tunnel Est, appelé par la suite tunnel VL, comprend deux tronçons :

- VL1, long de 4 500 mètres, entre Rueil-Malmaison et l'autoroute A13 ;
- VL2, long de 5 500 mètres, entre l'autoroute A13 et Vélizy.

Ce tunnel est circulaire et est creusé au tunnelier depuis Rueil-Malmaison en direction de l'A13 (tunnel VL1), et depuis Pont-Colbert jusqu'à l'A13 après démontage et transfert du tunnelier (tunnel VL2) :

- diamètre d'excavation : 11,58 m ;
- diamètre intérieur : 10,40 m.

Le tracé et les profils retenus représentent une géométrie caractérisée par un rayon de courbure en plan de 800 mètres et une pente maximale (montante ou descendante) de 4,5 %. Le revêtement en voussoirs sur lequel le tunnelier prend appui est constitué d'anneaux universels de longueur unitaire 2 mètres et d'épaisseur 42 centimètres.

Les structures intérieures sont constituées :

- de deux planchers de roulement (dalle basse et dalle médiane de 30 centimètres d'épaisseur ;
- d'un plancher haut (dalle haute de 15 centimètres d'épaisseur) isolant la ventilation haute.

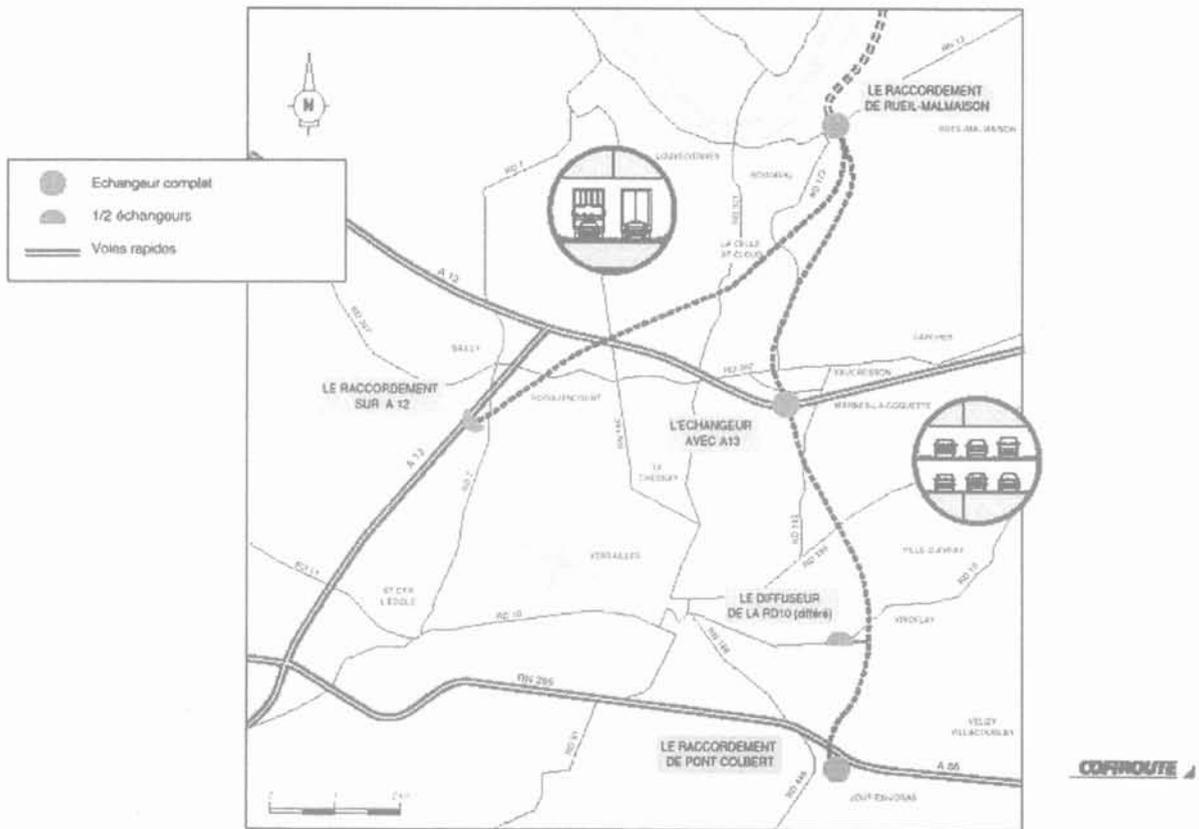


FIG. 2 Le tracé SOCATOP.
SOCATOP layout.

Le tunnel est relié à intervalles réguliers à la surface par des puits de secours ou de ventilation. Les deux niveaux de circulation sont reliés par des ouvrages annexes de liaison (niches de sécurité avec escalier de transfert pour les piétons).

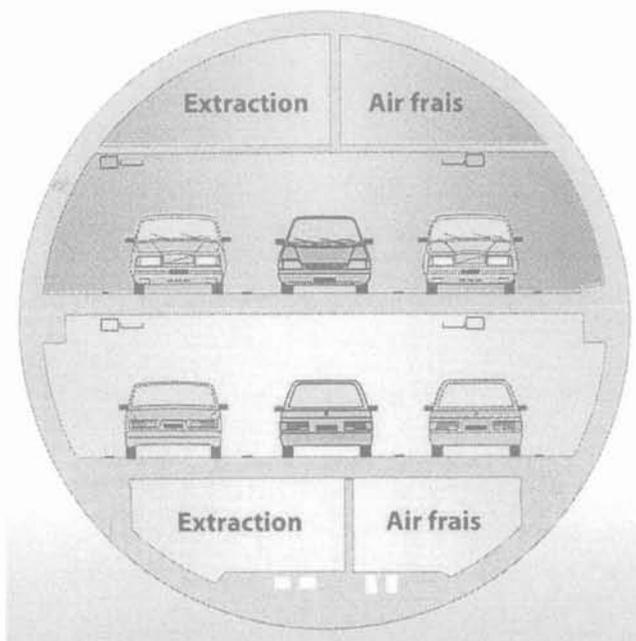


FIG. 3 Section transversale courante.
Typical cross-section.

2.3

La géologie

2.3.1

Les formations rencontrées

Le tunnel VL1, après son démarrage dans les craies du Campanien à Rueil-Malmaison, intercepte les horizons géologiques du tertiaire du Bassin parisien présents dans la zone, jusqu'à sa sortie près de l'A13.

Il en est de même pour le tunnel VL2 entre Pont-Colbert et A13, à l'exception des craies. Les formations traversées sont les suivantes :

TABLEAU I

Ère	Étage (sous-étage)	Formation
Tertiaire	Stampien	Sables de Fontainebleau Marnes à huîtres Calcaire de Sannois Argile verte
Tertiaire	Bartonien	Marnes supra-gypseuses Calcaires de Champigny Sables de Beauchamp
Tertiaire	Lutétien	Marnes et caillasses Calcaires grossiers
Tertiaire	Yprésien (Sparnacien)	Fausses glaises Sables d'Auteuil Argiles plastiques
Tertiaire	Dano-Montien	Marno-calcaire de Meudon
Secondaire	Sénonien supérieur (Campanien)	Craie blanche de Meudon

Dans le Bartonien, on notera l'absence des masses et marnes du gypse ainsi que des sables et calcaires (Ducy, Mortefontaine, Saint-Ouen) situés à la base du niveau. Dans l'Yprésien, les sables du Soissonais (Sables de Cuise) habituellement rencontrés sous le calcaire grossier sont absents.

2.3.2

Principales caractéristiques des terrains rencontrés

D'une manière générale, les couches présentes dans la zone sont moins puissantes que dans d'autres secteurs de la région parisienne, ce qui implique que la section du tunnel intersecte souvent plusieurs couches à la fois.

- Les craies du Campanien sont des craies tendres avec peu de silex. Le tracé du tunnel sera hors nappe compte tenu du rabattement provoqué par l'exploitation de la nappe aquifère dans la zone du méandre de Rueil-Malmaison/Bougival/Croissy-sur-Seine.
- Les marnes de Meudon et les argiles plastiques sont assez compactes et cohérentes, au moins à court terme.
- Les sables d'Auteuil ne semblent pas représenter une couche continue, ils se présenteraient sous forme de lentilles sableuses intercalées entre l'argile plastique et les fausses glaises sus-jacentes. Ces lentilles sableuses sont apparemment le siège d'une charge hydrostatique.
- Les fausses glaises d'épaisseur 5 mètres en moyenne se présentent sous la forme d'argiles sableuses noirâtres avec des traces de lignite (lignites du Soissonais).
- Les calcaires grossiers présentent globalement une résistance peu élevée, la partie inférieure de la couche étant un calcaire sableux glauconieux. L'épaisseur totale de la couche est en moyenne de 11 mètres. La moitié inférieure de la couche environ est le siège de la nappe du Lutétien.

- Les marnes et caillasses, d'épaisseur moyenne 3 mètres, présentent quelques bancs siliceux plus durs, elles sont probablement fracturées en blocs.
- Les sables de Beauchamp peuvent présenter des niveaux gréseux indurés ; bien que la couche soit peu épaisse en moyenne (3 mètres), elle est le siège d'une nappe en charge (nappe du Bartonien).
- Les marnes supra-gypseuses sont compactes et le gypse a disparu de ces formations.
- L'argile verte, le calcaire de Sannois, les marnes à huîtres se présentent sous la forme d'une alternance de marnes et calcaires marneux constituant le mur imperméable de la nappe du Stampien qui baigne les sables de Fontainebleau sus-jacents.
- Les sables de Fontainebleau se présentent sous la forme de sables fins (0-300 microns) devenant des sables argileux sur les dix derniers mètres à la base de la couche. Ce sable très fin est dense et présente un caractère marqué de dilatance. Il est bouillant sous nappe.

On voit donc que les couches interceptées sont très variables et le tunnelier doit être capable de creuser aussi bien dans des roches tendres comme le calcaire grossier que dans des terrains bouillants et aquifères comme les sables de Fontainebleau, sans parler des formations plastiques argileuses et marneuses.

2.3.3

Hydrologie

Il est admis que les différentes nappes évoquées précédemment (Campanien, Lutétien, Bartonien, Stampien) ne génèrent pas des charges d'eau supérieures à 20 mètres par rapport à l'axe du tunnel sur l'ensemble du tracé.

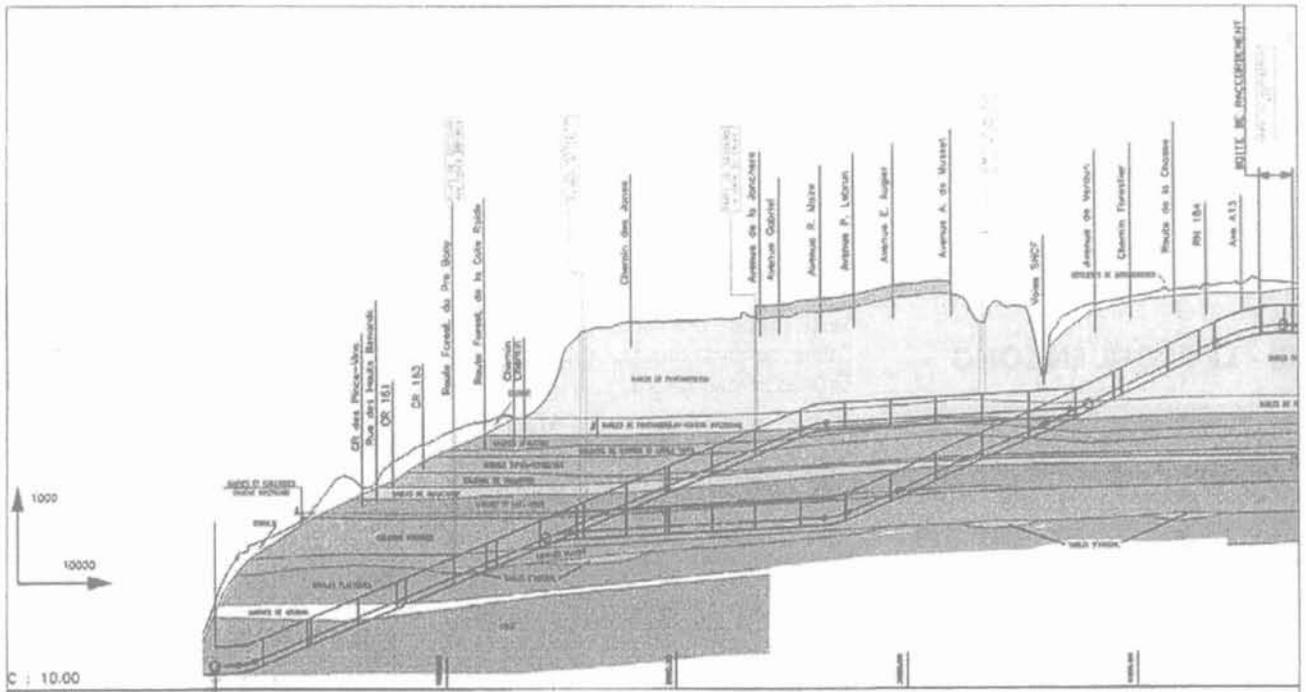


FIG. 4 Coupe géologique VL1.
VL1 geological section.

Il est également admis que, compte tenu de la lithologie décrite précédemment présentant une alternance de couches perméables et imperméables, ces différentes nappes ne sont *a priori* pas en communication entre elles, ni ne le seront suite au creusement du tunnel ou à l'exécution des puits profonds des secours ou de ventilation.

3

Calcul de la stabilité du front de taille

3.1

Remarques préliminaires

Dans la mesure où il n'existe pas de méthode de référence traitant du sujet susceptible d'être appliquée sans interrogation sur la validité des hypothèses et la précision des résultats propres de la méthode, il nous a semblé nécessaire d'effectuer des calculs selon plusieurs méthodes et d'en déduire une plage de pressions de confinement optimisée en tenant compte évidemment du résultat des calculs mais aussi de l'expérience acquise en ce domaine.

Il est à noter que les méthodes ici inventoriées sont dans l'ensemble bi-dimensionnelles alors que le problème de la stabilité du front de taille dans un tunnel est par nature tridimensionnel. En comparaison d'une modélisation tridimensionnelle, les résultats obtenus conduisent à une surestimation de la pression nécessaire pour assurer la stabilité du front et à une sous-estimation de la pression provoquant la rupture par explosion (*blow-up*). Les résultats obtenus vont donc dans le sens de la sécurité.

3.2

Les méthodes utilisées

3.2.1

Méthode du nombre de stabilité

Cette méthode ne s'applique qu'aux terrains purement cohérents. Le creusement d'un tunnel circulaire dans des matériaux cohérents à court terme se déroule sans instabilité du front si le rapport (facteur de charge) :

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

est inférieur à une valeur dont l'expression varie selon les auteurs [3, 9, 10] en fonction de la distance au front non soutenue et de la configuration géométrique de la section étudiée (longitudinale ou transversale).

Dans cette expression :

H = C + R = profondeur à l'axe du tunnel

γ densité du sol ;

q = surcharge uniformément répartie à la surface du sol ;

p_a = pression de confinement exercée sur le front ;

C_u = cohésion à court terme (non drainée).

On peut retenir les formules suivantes dans le cas du tunnel soutenu immédiatement à front (Peck *et al.* ; Davis *et al.* :

$$(PECK) \quad \text{si } H > 2D \quad N = \frac{2\pi}{1 + \frac{D}{6H}} \quad (2)$$

$$\text{si } H < 2D \quad N = \frac{2\frac{H}{D} + \pi - 1}{1 + \frac{D}{6H}} \quad (3)$$

$$(DAVIS) \quad N = 4\sqrt{\frac{C}{D}} + 0,25 \quad (4) \text{ (borne supérieure)}$$

$$N = 2 + 2Ln \left(2\frac{C}{D} + 1 \right) \quad (5) \text{ (borne inférieure)}$$

La borne supérieure de N correspond à la valeur de la pression de confinement en deçà de laquelle il y a, à coup sûr, instabilité. La borne inférieure de N correspond à la valeur de la pression de confinement au-delà de laquelle il y a à coup sûr stabilité ; et entre les deux valeurs de pression on ne sait pas prédire s'il y a ou non stabilité ou instabilité.

On en tire la relation donnant la pression de confinement :

$$p_a > \gamma H + q - NC_u \quad (6)$$

3.2.2

Méthode « Atkinson »

Cette méthode ne s'applique qu'aux terrains purement frottants. Elle a néanmoins l'avantage de prendre explicitement en compte la pression hydrostatique.

A faible profondeur, une relation a été déduite des travaux d'Atkinson (cf. [3]) pour la pression de confinement p assurant la stabilité latérale d'un tunnel circulaire :

$$\frac{P}{\gamma D} = \frac{K_p}{K_p^2 - 1} \text{ avec } K_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7)$$

φ étant l'angle de frottement intergranulaire avec D = diamètre du tunnel et γ = densité du sol.

La prise en compte d'une pression hydrostatique (niveau de nappe supérieur à l'axe) se fait en appliquant cette relation à la contrainte effective et en y ajoutant la pression hydrostatique à l'axe :

$$p = \gamma' D \cdot \frac{K_p}{K_p^2 - 1} + u \quad (8)$$

avec $\gamma' = \gamma - \gamma_w = \gamma - 10 \text{ kN/m}^3$.

On obtient ainsi une valeur moyenne de pression à répartir entre la voûte et le radier en fonction de la variation de pression hydrostatique sur la hauteur de la section.

Méthode du « coin de terrain »

(stabilité au glissement d'un prisme de terrain devant le front de taille)

Cette méthode, développée dans [10], est une méthode d'équilibre limite qui étudie la stabilité d'un volume prismatique devant le front de taille sous l'effet du poids des terrains sus-jacents. Elle s'applique au cas d'un terrain à la fois cohérent et frottant surmonté de terrains sans cohésion, ce qui correspond au cas souvent rencontré du creusement dans une formation donnée (terrain meuble ou rocheux) recouvert par des remblais ou des terrains alluvionnaires.

La modélisation comprend deux couches de terrain situées au-dessus du tunnel et il est possible d'affecter à la couche inférieure une cohésion que l'on doit en fait considérer comme une résistance au cisaillement vertical, venant s'opposer au poids des terrains.

La surface de rupture à la base du prisme est plane et fait un angle β avec la génératrice inférieure du tunnel ($\beta = \pi/2 - \omega$ sur la Fig. 5). Sur cette surface de rupture s'exerce la cohésion c et, éventuellement, la sous-pression hydrostatique.

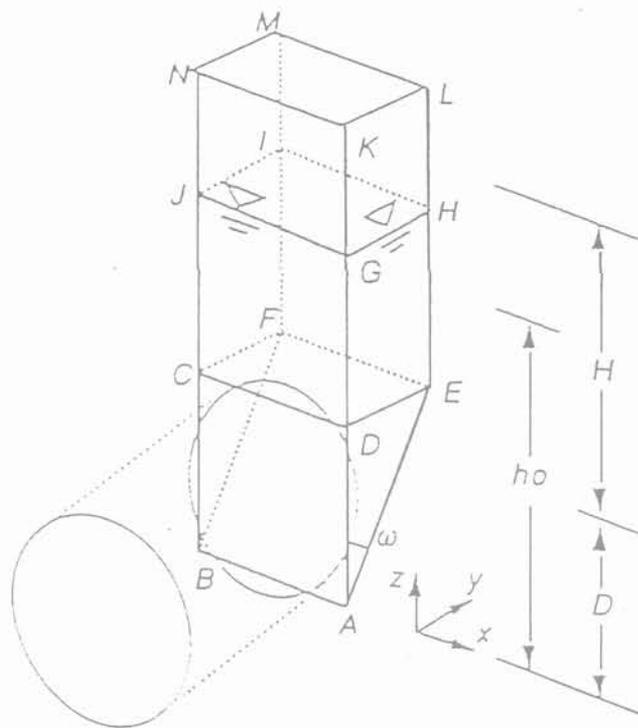


FIG. 5 La méthode dite du coin de terrain.
The sliding wedge method.

La cohésion s'exerce également sur les surfaces latérales du prisme. On écrit l'équilibre des forces s'exerçant sur le prisme :

- poids de la colonne de terrain + poids du prisme ΣW_i ;
 - réaction du massif R ;
 - forces dues à la cohésion C ;
 - sous-pression hydrostatique U ;
 - effort de poussée dû au confinement P ;
- parallèlement et perpendiculairement à la surface de rupture (2 équations).

Après élimination de la réaction du massif entre les deux équations, la poussée due au confinement peut s'écrire :

$$p = \frac{\Sigma W_i (\sin \beta - \operatorname{tg} \varphi \cos \beta) + U \operatorname{tg} \varphi - C}{\operatorname{tg} \varphi \sin \beta + \cos \beta} \quad (9)$$

Une valeur minimale de P est obtenue après dérivation de l'expression de la poussée P considérée comme une fonction de l'angle β . Une valeur moyenne de la pression de confinement est ensuite obtenue en divisant cette valeur de poussée minimale par la surface frontale du tunnel.

Cette méthode, à cause de l'importance des volumes mobilisés (simplification de l'effet tridimensionnel), donne généralement des valeurs élevées pour la pression de confinement en comparaison des autres méthodes ; mais elle a une réalité physique dans le cas où le tunnel est surmonté de terrains bouillants sans cohésion dont le mécanisme de rupture est celui de l'effondrement d'une cheminée sub-v verticale jusqu'en surface (fontis). Elle a, par contre, le désavantage de ne pas prendre en compte les effets de voûte susceptibles de se produire dans le terrain ; c'est pourquoi elle ne doit être utilisée qu'avec prudence dans les cas de tunnels situés à une profondeur conséquente ($H/D > 2$).

Méthode de la spirale logarithmique

Cette méthode est une méthode d'équilibre limite dont la description détaillée est donnée dans [9].

Le principe de la méthode consiste à étudier l'équilibre d'un onglet de terrain au front de taille se détachant de celui-ci en glissant le long d'une surface de rupture représentée par une spirale logarithmique partant de la génératrice inférieure du tunnel. Cette forme de surface de rupture est très proche de celles observées dans la réalité sur les sols.

L'application qui en est faite ici est bidimensionnelle mais un développement tridimensionnel est possible, tenant compte de la forme réelle de la surface de rupture. La méthode 2D présente dans l'absolu une sécurité intrinsèque par rapport au risque réel d'instabilité dans la mesure où elle néglige la cohésion sur les faces latérales de la surface de rupture réelle tridimensionnelle. Les résultats obtenus en 2D conduisent donc à une surestimation de la pression réellement nécessaire pour assurer la stabilité du front.

La tranche d'un mètre d'épaisseur représentée par l'onglet est soumise à son propre poids à l'action de la charge verticale, cette fois-ci réduite car calculée selon Terzaghi, et à l'action de la poussée de l'eau le cas échéant, dont le diagramme de pression est trapézoïdal.

Ces trois forces exercent chacune un moment moteur par rapport au point O . La cohésion le long de la spirale logarithmique exerce un moment résistant.

Le programme mis en œuvre sur SOCATOP calcule d'abord la somme des moments moteurs et résistants ; Si celle-ci est négative, il n'y a (théoriquement) pas besoin de confiner et il y a donc un coefficient de sécurité intrinsèque par rapport à la rupture $F =$ somme des moments moteurs/moment résistant.

Si la somme des moments moteurs est supérieure au moment résistant, il y a tendance à l'éboulement du front et donc nécessité d'exercer une pression de confinement. Cette pression de confinement ajoute le complément de moment résistant nécessaire à l'équilibre des moments. L'équilibre exact donne la pression minimale, c'est-à-dire celle pour laquelle le coefficient de sécurité F est égal à 1.

La pression de confinement, dont le diagramme est trapézoïdal lui aussi sur la hauteur de la section, est nécessairement positive ou nulle en voûte (il ne peut y avoir de pression négative). En fonction de la densité du fluide dans la chambre (12 kN/m^3 en pression de boue), le programme utilisé recalcule les deux extrémités du diagramme de pression, la pression en voûte étant soit nulle (diagramme de pression triangulaire), soit positive (diagramme de pression trapézoïdal).

Le diagramme de pression recalculé donne un gradient de pression de confinement le long de la hauteur de la section, donc une densité moyenne réellement nécessaire.

Si cette densité est inférieure à 10 kN/m^3 , le confinement réalisé peut être obtenu grâce à l'air comprimé, la pression à exercer devant être supérieure en tout point de la section (donc notamment en radier) à la pression moyenne déstabilisante résultant des moments moteurs.

Si cette densité est supérieure à 10 kN/m^3 , le confinement doit nécessairement être un confinement

liquide ou pâteux (pression de boue ou pression de terre, avec adjuvants (mousse et/ou polymères)).

Il est également possible de calculer la pression de confinement nécessaire à l'obtention d'un facteur de sécurité donné (par exemple $F = 1,2$).

3.9.5

Méthode développée par E. Leca

Le détail de la méthode est exposé dans [6]. L'application en est faite ici pour estimer la « borne inférieure » donnant à la fois la pression minimale pour assurer la stabilité du front et une pression maximale correspondant au risque de rupture par explosion (*blow-up*).

Les formules utilisées sont les suivantes ([6], p. 11, § 4.1) appliquées au terrain à la fois cohérent et frottant.

$$\sigma_T \geq \frac{1}{K_p} \left[\sigma_S + \gamma D \left(\frac{C}{D} + 1 \right) - \sigma_C \right] = K_A \left[\sigma_S + \sigma_{V_{\text{radier}}} - \sigma_C \right] \quad (10)$$

$$\sigma_T \leq K_p \cdot \sigma_S + \left(K_p \cdot \frac{C}{D} \right) \gamma D + \sigma_C = \quad (11)$$

$$K_p \left(\sigma_S + \sigma_{V_{\text{voûte}}} \right) + \sigma_C$$

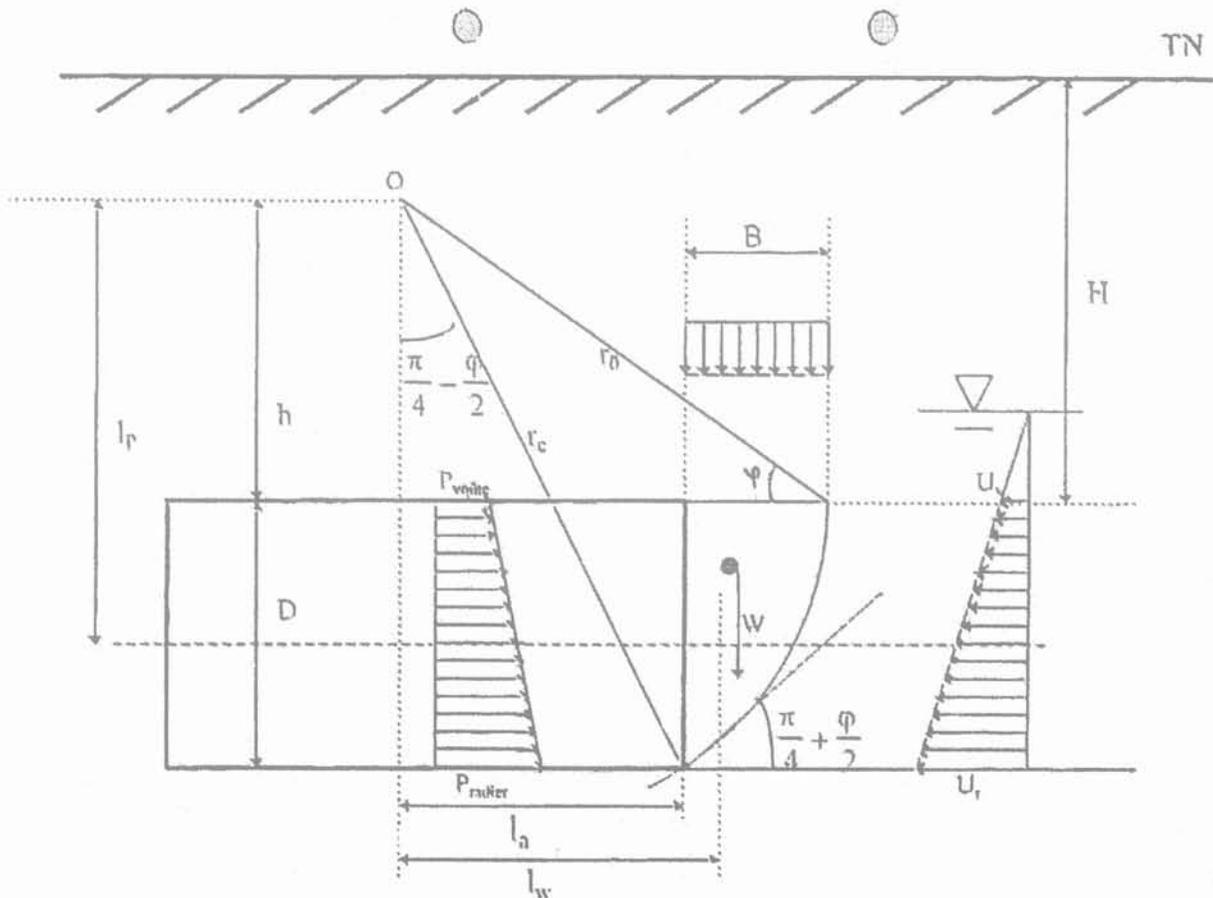


FIG. 6 La méthode de la spirale logarithmique. Logarithmic spiral method.

avec σ_s = surcharge

K_p/K_A = coefficient de butée/poussée

K_p/K_A = contrainte verticale en radier ou en voûte

et σ_c = résistance à la compression donnée par

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (12)$$

La prise en compte de la présence de la nappe se fait en utilisant ces formules en contraintes effectives et en y ajoutant la valeur de la pression hydrostatique à l'axe.

3.3

Choix d'une plage de pressions de confinement

Dans chaque section étudiée, on applique l'ensemble des méthodes exposées ci-dessus, dans la mesure où elles sont applicables.

Le choix du niveau de pression de confinement se fait en définissant un intervalle de valeurs de pression à l'axe vers lesquelles convergent les méthodes, et en tenant compte :

- de l'influence la plus probable de la pression hydrostatique, en relation avec la perméabilité ;
- des terrains et la rapidité de rétablissement de la pression hydrostatique dans la chambre ;
- de la position de la section étudiée par rapport à l'environnement (bâti, ouvrages existants) ;
- du degré d'approximation propre à chaque méthode.

Pour les sections jugées les plus représentatives, une étude de sensibilité à la valeur de la pression de confinement à l'intérieur de cette plage est ensuite entreprise pour les tassements de surface.

4

Calcul des tassements

4.1

Généralités

Dans le cas des travaux réalisés au tunnelier, les tassements finaux, après passage du tunnelier dans une section donnée, sont la somme de plusieurs tassements élémentaires qui surviennent chacun à différentes phases du creusement :

- ceux liés aux déplacements du massif dans la zone du front et en avant de celui-ci ;
- ceux liés aux déplacements du massif dans l'espace annulaire autour de la jupe du tunnelier (influence d'une éventuelle surcoupe et de la conicité de la jupe) ;
- ceux liés à la mise en place du mortier de bourrage et à la pose du revêtement ;
- ceux liés à l'ovalisation de l'anneau et au passage des caractéristiques court terme du couple terrain-revêtement à ses caractéristiques long terme.

L'amplitude des tassements observés dépendra très directement de la qualité du fonctionnement du tunnelier :

- qualité du confinement influant sur l'amplitude des tassements en avant du front ;
- optimisation du pilotage du tunnelier (surcoupe, guidage...);
- bon fonctionnement de l'injection du mortier de bourrage et de l'injection de bentonite le long de la jupe, visant à limiter la contraction du terrain autour de la jupe, contraction liée à la conicité de celle-ci.

Les calculs ont pour objectif de définir une plage de pressions (confinement à front, injection le long de la jupe, injection de mortier de bourrage) minimisant à chaque étape du creusement les tassements de surface.

Ceci dit, la modélisation 2D est une représentation simplificatrice pour rendre compte de tous ces phénomènes et il y a lieu de considérer les résultats des calculs comme des données approchées à partir desquelles on peut agir sur les « réglages » des outils à disposition : la pression de confinement, la pression d'injection de bentonite le long de la jupe, la pression d'injection du mortier de bourrage.

L'estimation des tassements, sur la base des errements habituels, peut se faire au travers de trois types de méthode :

- les méthodes empiriques (par exemple approche par la formule de Peck) ;
- une méthode analytique sur la base du calcul des déplacements dans le massif à l'aide du concept convergence-confinement ;
- une méthode numérique par étude d'une section transversale à l'aide des éléments finis (2D).

4.2

Méthodes empiriques

Il s'agit notamment des méthodes décrites dans les recommandations AFTES [1]. Nous avons laissé le plus souvent de côté dans cette étude d'exécution l'utilisation des méthodes empiriques, dans la mesure où celles-ci sont réservées aux estimations sommaires d'avant-projet.

4.3

Méthode analytique

Cette méthode, initialement développée dans [4] et complétée par les fondamentaux de la méthode en convergence-confinement contenus dans [7], est une méthode analytique basée sur la relation pression/déplacement au sein du massif de sol dont le comportement ici choisi est élasto-plastique parfait.

L'isotropie du changement est supposée dans le plan transversal et l'on utilise les critères de Tresca pour les sols purement cohérents et de Mohr-Coulomb pour les sols cohérents et/ou frottants.

La méthode donne le calcul du déplacement radial d'un point du massif à une distance r de l'excavation. Le déplacement radial à l'axe du tunnel dans un plan vertical ($r = R + C$, $\theta = 90^\circ$) est donc, sous certaines réserves, comparable au tassement vertical s_{\max} .

Le calcul de convergence-confinement donne le tassement après passage du tunnelier lors de la mise en œuvre du revêtement en voussoirs, en supposant que le mortier de bourrage est injecté à une pression suffisante pour que l'état d'équilibre pression terrain/pression sur le revêtement soit obtenu après avoir autorisé au terrain un déplacement radial total correspondant à la somme pré-convergence + surcoupe + conicité de la jupe.

Le calcul donne également la pression d'équilibre terrain/revêtement. Lorsque cette pression est jugée trop élevée au regard du dimensionnement de la structure anneau de voussoirs, il est possible en pratique de la faire diminuer en utilisant une surcoupe d'excavation. La méthode analytique montre que le tassement est sensible à l'importance de la surcoupe qui peut être rendue nécessaire par les pressions élevées s'exerçant sur le revêtement. Faire baisser cette pression jugée trop élevée revient à augmenter corrélativement le tassement en surface, même en cas de couverture importante.

C'est ainsi que l'on peut distinguer deux cas :

- Cas où le terrain ne vient pas au contact de la jupe lors du creusement

Le déplacement radial au cours des phases de creusement est inférieur à la conicité de la jupe. Ce peut être le cas de sections situées dans des terrains à « bonnes » caractéristiques mécaniques et/ou à « faible » état de contraintes (par exemple dans la craie). Dans ce cas le terrain ne reste pas en contact avec la jupe et c'est le mortier de bourrage qui vient au contact du terrain en s'expansant dans l'espace annulaire entre le bord libre de l'excavation et l'extrados du voussoir.

- Cas où le terrain reste en contact avec la jupe du tunnelier lors du creusement

En fonction des caractéristiques géomécaniques du terrain et de l'état de contraintes, il est possible que le déplacement radial lors de l'excavation soit très vite supérieur à l'amplitude de la conicité de la jupe. Dans ce cas le déplacement radial du terrain au bord de l'excavation est limité par la jupe et bloqué en fin de jupe par la mise en place du mortier de bourrage.

Comme la section du tunnel s'inscrit souvent dans plusieurs couches, et que la modélisation ne permet que la prise en compte d'un seul type de terrain, il a été affecté à la section les caractéristiques des terrains majoritairement présents dans le profil étudié, sans appliquer des méthodes d'homogénéisation de terrain.

Par ailleurs, cette méthode ne tient pas compte de l'ovalisation des structures et, ainsi, sous-estime les déplacements et donc les tassements de surface. Enfin, les restrictions concernant les conditions d'emploi de la méthode convergence-confinement (milieu homogène semi-indéfini, chargement isotrope, profondeur suffisante) s'appliquent pleinement.

Pour toutes ces raisons, les résultats ne doivent donc être considérés que comme des ordres de grandeur, permettant néanmoins d'apprécier la validité des calculs aux éléments finis et de les orienter.

4.4

Méthode numérique (éléments finis)

Le logiciel utilisé est le programme PLAXIS version 7.2, commercialisé en France par Terrasol.

4.4.1

Modélisation

On modélise une section transversale perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (méthode bidimensionnelle) à laquelle on applique différentes phases correspondant aux étapes du creusement au tunnelier : excavation de la section avec ou sans pression sur le front, passage de la jupe du tunnelier avec réduction du diamètre de celle-ci, mise en place du revêtement, éventuellement application de charges de surface et passage aux caractéristiques à long terme du terrain :

- Sol :
 - discrétisé en éléments triangulaires à 6 nœuds ;
 - critère de Mohr-Coulomb, modèle élasto-plastique pour le comportement des sols ;
 - matériaux en conditions drainées.
- Excavation :
 - diamètre de coupe minimal : 11,580 m ;
 - ce diamètre d'excavation est susceptible d'être augmenté d'une surcoupe d'épaisseur variable jusqu'à 120 mm.
- Jupe tunnelier :
 - modélisée par des éléments de poutre ;
 - module moyen acier : $E = 200\,000$ Mpa ;
 - épaisseur moyenne : 0,08 m, densité acier 78 kN/m^3 ;
 - conicité de la jupe – valeur maxi sur le diamètre : 50 mm – qui est introduite dans les paramètres de définition de la section du tunnel sous la forme d'une « contraction » de la section de la jupe de 0,8 %.
- Revêtement :
 - modélisé par des éléments de poutre ;
 - module moyen béton utilisé : $E_{\text{PLAXIS}} = 27\,000$ Mpa, à long terme $13\,500$ Mpa ;
 - épaisseur : 0,420 m ;
 - inertie réduite par la formule de Muir-Wood ;
 - densité : 25 kN/m^3 pour le calcul du poids du revêtement.

4.4.2

Phases de calculs

Le phasage adopté est le suivant dans le cas le plus général où le terrain vient au contact de la jupe ou du revêtement :

- Phase 0 – Initialisation des contraintes. Génération des pressions interstitielles.
- Phase 1 – Excavation (construction par étapes) :
 - désactivation des éléments à l'intérieur de la section ;
 - application de la pression de confinement à front par l'intermédiaire d'une pression hydrostatique limitée à l'emprise de la section et confinée à l'intérieur d'un revêtement fictif de rigidité nulle (modélisation du cake membrane) ;
 - déconfinement à front estimé suivant [2] en fonction de la pression de confinement par la forme $\lambda' = \lambda \times (1 - p'/\sigma'_0)$ où p' = surpression de confinement/pression hydrostatique, et σ'_0 = contrainte verticale effective initiale. Lorsque la pression de confinement est nulle le taux de déconfinement est pris forfaitairement égal à 0,27.

- Phase 2 – Passage de la jupe du tunnelier :
 - mise en place d'un revêtement ayant les caractéristiques de la coque en acier du tunnelier ;
 - enlèvement de la pression de confinement à l'intérieur de la section excavée ;
 - fin de la construction par étapes.
- Phase 3 – Application de la contraction de la jupe :
 - une contraction de 0,8 % correspondant à la conicité de la jupe est affectée dans les caractéristiques de base de la section du tunnel (cf. 4.4.1) ;
 - il est possible dans cette phase de calcul de jouer sur la valeur de cette contraction, en la limitant à une valeur inférieure à ces 0,8 %. Le déplacement radial au bord de l'excavation est donc réduit, de même que les déplacements dans le massif et donc les tassements en surface. Une étude paramétrique permet alors de définir le taux de contraction souhaitable pour limiter les tassements en surface à une valeur donnée.
- Phase 4 – Mise en place du revêtement en voussoirs (changement de rigidité du revêtement).
- Phase 5 – Pour les formations dont les caractéristiques sont susceptibles d'évoluer à long terme, affectation des caractéristiques long terme (avec prise en compte des caractéristiques long terme pour le revêtement également).

Lorsque l'analyse préliminaire par convergence-confinement a permis de discerner que le terrain ne viendrait pas au contact de la jupe ou du revêtement (cas des sections dans la craie par exemple), les phases 2 et 3 sont supprimées.

4.4.3

Paramètres de sol

Les paramètres géotechniques à prendre en compte pour les calculs ont été définis lors de l'APD par Simecsol. Pour certaines couches ils varient suivant la position de la section dans le tracé.

Les angles de dilatance, lorsque non définis spécifiquement (sables de Fontainebleau), sont pris égaux à 0.

TABLEAU II

	C_u (kPa)	φ_{in}°	C' (kPa)	φ'_u°	E_o (Mpa)	E_{inf} (Mpa)	K_o	ν/ν'
SF	0	35	0	35	70 ou variable	70 ou variable	0,8 à 0,4	0,25
MH/AV	150/300	0	30	25	75/150	20/40	1 à 0,6	0,49/0,3
MSG	150/400	0	0	30	75/200	20/40	1 à 0,7	0,49/0,3
CCh	200	30	200	30	300	200	0,5	0,3
SB	0	35	0	35	250	250	0,5	0,3
MC	200	25	150	30	300	200	0,6	0,3
CG	490/440	39/43	490/440	39 à 43	1 600	1 200	0,5	0,3
FG/SA	0	35	0	35	250	250	0,5 à 0,4	0,25
AP	250/390	0	100	9	180/250	40 à 60	1 à 0,75	0,49/0,4
MCM	200	25	150	30	350	250	0,6	0,3
Cr	480	39	480	39	450	250	0,5	0,3

4.5

Sections étudiées

Après examen simultané du profil en long géologique, des conditions géométriques et hydrauliques et du bâti existant en surface, il est apparu nécessaire d'étudier en détail les sections suivantes pouvant présenter un risque en termes d'instabilité du front ou de tassement inacceptable :

- section dans la craie au démarrage ;
- section dans l'argile plastique au PM 842 ;
- section dans le calcaire grossier
- section dans la série marneuse sous-jacente au sable de Fontainebleau ;
- section dans les sables de Fontainebleau.

Une étude détaillée spécifique a été conduite au lieu-dit le Butard, où le tracé du tunnel passe dans les sables de Fontainebleau sous des voies SNCF à fort trafic.

5

Principaux résultats de calcul et comparaison avec les observations faites sur chantier

5.1

Dans la craie

En conclusion des calculs de stabilité, il n'est pas nécessaire de maintenir un confinement pour assurer la stabilité du front de taille.

L'analyse des déplacements par convergence-confinement montre que le terrain ne vient pas au contact de la jupe (déplacements radiaux inférieurs à

la conicité de la jupe). Ce point a été confirmé lors du creusement, le tunnelier pouvant se positionner quasi librement dans l'excavation. Il n'est pas nécessaire d'injecter de la bentonite sous pression entre la jupe et le terrain afin de limiter l'amplitude des tassements de surface. Quant au mortier de bourrage il doit remplir tout le vide annulaire pour assurer un contact immédiat entre le terrain et le revêtement, avec une pression seulement nécessaire au bon remplissage de ce vide.

L'analyse détaillée des tassements par la méthode aux éléments finis confirme qu'il n'y a pas nécessité d'appliquer un confinement pour limiter les tassements, les tassements observés en surface étant très faibles (< 2 mm).

5.2

Dans l'argile plastique

5.2.1

Stabilité du front

Jusqu'au PM 850 environ, les calculs donnent un faible niveau de pression de confinement (moins de 100 kPa ou 1 bar) obtenu facilement par un fonctionnement à pression d'air comprimé, bien adapté à l'argile plastique étanche.

Au-delà, le passage des lentilles de sables d'Auteuil et des fausses glaises conduit à un niveau de pression plus élevé (environ 150 kPa ou 1,5 bar) obtenu par un remplissage progressif de la chambre amenant à un fonctionnement en pression de terre. Ce mode de fonctionnement n'est *a priori* plus nécessaire lorsque la section se trouve inscrite, majoritairement ou en totalité, dans le calcaire grossier.

5.2.2

Analyse par convergence-confinement

On constate ici que les déplacements radiaux autour de la jupe dépassent très nettement l'espace annulaire disponible autour de la jupe et donc les mouvements du terrain sont, à terme, bloqués par la machine. Dans ce cas, la pression pouvant s'exercer sur le revêtement est importante (+ de 500 kPa ou 5 bars).

Ce cas de figure est obtenu pour une configuration standard de la tête de coupe sans surcoupe additionnelle, c'est-à-dire un espace annulaire de 50 mm autour de la jupe. Afin d'éviter d'infliger une pression trop importante au revêtement, il est possible d'augmenter le diamètre d'excavation par une surcoupe additionnelle (atteignant 60 mm sur le rayon).

Le fait d'augmenter le diamètre d'excavation autorise un plus grand déplacement radial possible et donc une détente plus importante des terrains autour de la jupe, ce qui a pour effet d'abaisser la pression finale à l'équilibre sur le revêtement. Malheureusement cette détente plus importante des terrains s'accompagne de déplacements dans le massif et donc de tassements de surface plus importants.

A titre d'exemple, les calculs analytiques faits au PM 842 montrent que le fait de surcouper de 60 mm permet de réduire la pression sur le revêtement de 200 kPa (2 bars) en moyenne mais multiplie par 2.5 la valeur du tassement en surface.

5.2.3

Calculs éléments finis

La cuvette de tassement observée est très large ce qui n'induit pas de tassement différentiel significatif. Le radier remonte sous l'effet de la décompression de l'argile plastique. Les calculs effectués montrent que (à pression de confinement constante de l'ordre de 100 kPa - 1 bar), dans l'argile plastique sous 50 m de

TABLEAU III

Contraction réalisée	Surcoupe équivalente	Tassement maxi en surface	Tassement différentiel	Déplacement en voûte	Déplacement en radier
0,84 %	Configuration base	11 mm	$1,5 \cdot 10^{-4}$	35 mm	- 19 mm
1,26 %	20 mm	17 mm	$2,2 \cdot 10^{-4}$	48 mm	- 23 mm
1,59 %	30 mm	22 mm	$2,8 \cdot 10^{-4}$	58 mm	- 26 mm
1,91 %	40 mm	26 mm	$3,4 \cdot 10^{-4}$	67 mm	- 29 mm

TABLEAU IV Efforts sur le revêtement correspondant

Surcoupe	Effort normal maxi (kN/m)	Moment correspondant (kN.m/m)	Moment maxi	Effort normal correspondant
Config. de base	3 508	49	167	3 440
20 mm	2 842	64	258	2 770
30 mm	2 406	82	324	2 331
40 mm	2 095	280	383	1 975

couverture, une réduction significative des efforts sur le revêtement peut être obtenue par une surcoupe de 40 mm au prix d'une multiplication par 2,5 des tassements, de 11 à 26 mm.

On peut ainsi mesurer l'influence de l'utilisation de la surcoupe sur les sollicitations s'exerçant sur le revêtement.

5.2.4

Comparaison avec la réalité

A la date de rédaction de cet article (septembre 2001) le tunnelier a creusé environ 1 000 m et a traversé la craie, le marno-calcaire de Meudon et évolue dans l'argile plastique. Les tassements observés en surface au droit des sections dans l'argile plastique atteignent effectivement les valeurs annoncées dans le calcul comme en témoigne la figure ci-après. La pression de confinement est comprise en moyenne entre 50 et 100 kPa (0,5 à 1 bar), et la surcoupe est minimale.

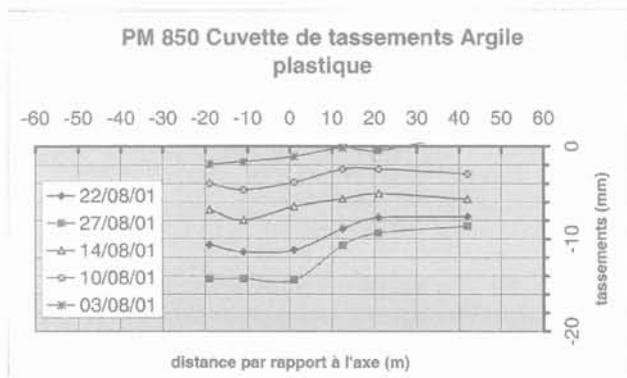


FIG. 7 Cuvette de tassement observée dans l'argile plastique.
Settlements trough in plastic clay.

On observe également une cuvette de tassement d'étendue très importante, comme la modélisation par éléments finis le laissait supposer.

5.3

Dans le calcaire grossier

Le calcul conclut, comme on pouvait s'y attendre, à l'absence de pression de confinement. Compte tenu de l'hétérogénéité du calcaire grossier et de la nature sableuse présentée par le faciès dans la partie inférieure de la couche, laquelle est baignée par la nappe, il sera néanmoins souhaitable de maintenir une pression d'air comprimé à front. Ceci limitera d'éventuelles venues d'eau circulant dans les fractures préexistantes au sein de la couche.

TABLEAU V

Fonctionnement tunnelier	Contraction réalisée	Tassement maxi en surface	Distorsion maximale	Déplacement en voûte	Déplacement en radier
Configuration de base	0,86 %	36 mm	1/270	54 mm	39 mm
« Injection sous pression »	0 %	5 mm	1/3 200	14 mm	-27 mm

Les sections étudiées par la méthode convergence-confinement dans le calcaire grossier se situent sous une couverture de 50 à 70 m. Les valeurs de pression sur le revêtement obtenues montrent qu'il n'est pas nécessaire de surcouper pour la diminuer : 60 à 100 kPa (0,6 à 1 bar) en moyenne, alors que le terrain ne vient pas au contact de la jupe du tunnelier.

Les tassements de surface seraient inférieurs au mm (sans tenir compte de l'ovalisation de l'anneau de voussoirs).

5.4

Dans le sable de Fontainebleau

5.4.1

Stabilité du front de taille

Des disparités importantes existent suivant les méthodes utilisées. Les pressions calculées s'échelonnent entre 100 et 300 kPa (1 à 3 bars) suivant la hauteur de couverture et la charge hydrostatique, lesquelles diminuent progressivement en allant vers A13. La méthode Leca donne des résultats très proches de la valeur moyenne tant que le niveau d'eau est supérieur à l'axe du tunnel. La méthode dite du « coin de terrain » prend ici tout son sens, vu la configuration géologique. Elle donne par contre des résultats significativement plus élevés que la valeur moyenne dès que l'on est en présence d'eau. Au final, la méthode la plus fiable semblerait être celle de la spirale logarithmique car ses résultats sont toujours proches de la valeur moyenne toutes méthodes confondues.

5.4.2

Tassements

Comme on pouvait s'y attendre dans ce matériau sans cohésion, le déplacement radial du terrain est bloqué par la jupe du tunnelier et les pertes de volume après équilibre s'échelonnent entre 1 et 1,2 %. Les calculs empiriques [8] et analytiques prévoient des tassements à l'axe compris entre 5 et 12 mm, ce tassement augmentant lorsque la couverture diminue.

Une zone plastique apparaît systématiquement autour de l'excavation, son épaisseur varie de 0,80 m à 2,30 m. Les pressions moyennes sur le revêtement s'échelonnent entre 220 et 80 kPa (2,2 à 0,8 bar) ce qui est *a priori* tout à fait acceptable pour le revêtement envisagé. Il n'y a donc pas nécessité d'utiliser une quelconque surcoupe.

Les calculs aux éléments finis donnent les résultats suivants (pression de confinement = 100 kPa - 1 bar) :

Dans le cadre du fonctionnement en configuration de base, la cuvette de tassement observée est très prononcée et le tassement en surface dépasse les 30 mm. On mesure ainsi très directement l'influence de la conicité de la jupe sur le tassement.

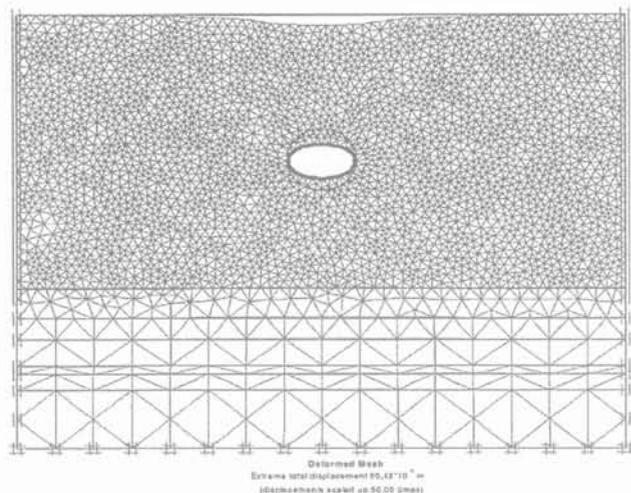


FIG. 8 Tassements dans les sables de Fontainebleau.
Settlements within the Fontainebleau sands.

Pour réduire le tassement en surface, la solution théorique consiste à empêcher le terrain de suivre, lors de sa détente radiale, le profil tronconique de la jupe du tunnelier. Ceci s'obtient en réduisant l'amplitude de la contraction dans le programme PLAXIS. Les résultats de calcul en termes de contrainte (en voûte, en radier et aux naissances par exemple) permettent d'estimer le niveau de contre-pression théorique d'injection de bentonite à exercer le long de la jupe.

Conclusion

Les problèmes de stabilité de front de taille et de maîtrise des tassements sont récurrents sur tous les chantiers de tunnelier, particulièrement ceux de grand diamètre comme SOCATOP.

L'approche qui en est faite dans cet article est une tentative d'analyse complète de la question intégrant une réponse simultanée aux phénomènes se produisant à front et le long du tunnelier.

Elle démontre que si les problèmes de stabilité du front de taille peuvent être abordés de manière satisfaisante par des calculs manuels, une prévision sérieuse des tassements atteints ne peut se faire que par une analyse aux éléments finis. A ce titre, le programme PLAXIS au travers de son option « contraction » constitue un apport précieux à une simulation réaliste des phénomènes de resserrement du terrain autour de la jupe, phénomènes que les praticiens connaissent bien. Cette option « contraction » permet d'éviter les utilisations abusives et erronées du concept du taux de déconfinement que l'on voit hélas trop souvent.

Par ailleurs, cet article démontre que, dès lors que la stabilité du front est assurée, la cause majeure des tassements provient de la conicité de la jupe et de la possibilité qu'a ou non le terrain de se refermer autour de celle-ci. Tout calcul prévisionnel de tassements qui n'intégrerait pas la forme spécifique et les dimensions du tunnelier doit donc être considéré comme irréaliste.

Le bilan comparatif définitif entre prévisions et observations réelles des tassements sur le chantier SOCATOP est évidemment à poursuivre, mais les premiers résultats montrent que dans des formations très sensibles comme l'argile plastique des tassements de 10 à 20 mm – conformes aux prévisions – sont inévitables, tout au moins dès lors que l'on ne remet pas en question le dimensionnement des voussoirs.

Bibliographie

- [1] AFTES – *Les tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain*. Recommandations AFTES, 1999.
- [2] Aristaghes P., Autuori P. – « Calcul des tunnels creusés au tunnelier ». Journées techniques AFTES, 1996, p. 145 à 150.
- [3] Atkinson, Potts – « Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil ». *Géotechnique*, vol. 27, n° 2, 1977, p. 203-215.
- [4] Corbetta F. – *Nouvelles méthodes d'étude des tunnels profonds. Calculs analytiques et numériques*. Thèses ENS Mines de Paris, 1990.
- [5] Davis *et al.* – « The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material ». *Géotechnique* 30, n° 4, 1980, p. 397-416.
- [6] Leca E., Panet M. – « Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel ». *Revue française de géotechnique*, n° 43, 1990.
- [7] Panet M. – *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de l'ENPC, 1995.
- [8] Peck *et al.* – « Design of tunnels liners and support systems ». Rapport NTTS n° 183799, 1969.
- [9] Pera J. – « Présentation générale des boucliers à pression de boue », § 4 : Stabilité d'ensemble du front de taille. AFTES, *Le creusement des tunnels en terrains meubles et aquifères*, 1984.
- [10] Sternath R., Baumann Th. – « Face support for tunnels in loose ground ». *Tunnels for people*, Golser, Hinkel and Schubert eds, Rotterdam, Balkema, 1997.

Champ de contrainte dans les argilites de Tournemire. Mesures *in situ* et interprétation

A. REJEB

Institut de Radioprotection
et de Sûreté Nucléaire
BP 17
92262 Fontenay-aux-Roses
Cedex
amel.rejeb@irsn.fr

M. TIJANI

École nationale supérieure
des mines de Paris
35, rue Saint-Honoré
77305 Fontainebleau
tijani@cges.ensmp.fr

Résumé

Cette étude présente deux campagnes de mesures de contraintes par la méthode de fracturation hydraulique en forages dans les argilites du Toarcien du site de Tournemire (Aveyron). On montre que cette méthode, basée sur la détermination des contraintes normales agissant sur un certain nombre de fractures d'orientations connues, s'applique bien dans les milieux argileux malgré la finesse des fractures préexistantes. Cependant, cette étude démontre l'importance et en même temps la complexité de l'interprétation de ces mesures. En effet, l'interprétation de mesures identiques obtenues lors des deux campagnes d'essais, donne deux champs de contraintes géostatiques probables dans le site. Par ailleurs, les résultats des modélisations par éléments finis permettent d'une part de déterminer le champ de contrainte compatible avec les équations d'équilibre et les mesures *in situ* et d'autre part de quantifier l'influence de la topographie sur ce champ de contrainte dans le massif de Tournemire.

Mots clés : mesure de contraintes, fracturation hydraulique, forage, argilite, modélisation, éléments finis, effet topographique.

Stress field in the Tournemire argillaceous. *In situ* measurements and interpretation

Abstract

This study presents two test series of stress measurements using hydraulic fracturing method in boreholes in the Toarcian shale at Tournemire site (Aveyron). It is shown that this method, based on the determination of the normal stresses supported by some fractures of known orientations, is well adapted at the argillaceous formations despite of the fineness of the pre-existing fractures. Nevertheless, this study shows the importance and at the same time the complexity of the measurements interpretation. Indeed, the interpretation of the same measurements obtained during the two test series, gives two likely *in situ* stress fields. By another way, the finite element modelling results allow the determination of the stress field consistent with the balance equations and the *in situ* measurements. This modelling allows also the estimation of the topography effect on the stress field at the Tournemire rock mass.

Key words : stress measurements, hydraulic fracturing, borehole, shale, modelling, finite elements, topography effect.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003

Introduction

La question de la gestion des déchets hautement radioactifs se pose à moyen et long terme étant donné que leur activité radiologique peut durer plusieurs centaines de millions d'années. Actuellement, une des solutions envisageables consiste à placer ces déchets à l'intérieur d'ouvrages souterrains édifiés à grande profondeur, dans un milieu limitant au mieux la dispersion des éléments radioactifs. Plusieurs roches sont donc étudiées parmi lesquelles les roches argileuses raides ou argilites.

La stabilité mécanique d'un tel ouvrage dépend des propriétés de la roche et de l'environnement géologique. Ce problème, classique dans le domaine du génie civil, devient beaucoup plus difficile dans le domaine du stockage de déchets nucléaires à cause de l'échelle de temps considérée.

Le problème mécanique posé par un stockage de déchets radioactifs ne se limite pas à la seule question de sa stabilité. Il s'agit d'évaluer la nature, l'étendue et l'évolution à long terme des perturbations créées par l'excavation. Les argilites possèdent des qualités mécaniques (rigidité et résistance importantes) et physico-chimiques (faible perméabilité, capacité de rétention des radioéléments) *a priori* intéressantes pour le stockage. La construction d'un ouvrage souterrain risque d'altérer ces « bonnes » propriétés dans une certaine zone autour de l'ouvrage.

L'Institut de radioprotection et de sûreté nucléaire (IRSN) assure une mission de recherche et d'expertise auprès des pouvoirs publics, en particulier au sujet du stockage profond. Pour consolider ses connaissances sur les propriétés de confinement des matériaux argileux, il a sélectionné le site de Tournemire qui lui sert

de station expérimentale. Un vaste projet de recherche, regroupant la géologie, l'hydrogéologie et la géochimie, y est mené depuis 1988 (Boisson *et al.*, 1988). Un programme d'études géomécaniques a été développé en 1998 (Rejeb, 1999) et concerne les trois volets : essais au laboratoire, essais *in situ* et modélisations/validations.

Cet article présente les mesures de contraintes dans le site de Tournemire, leurs interprétations et la modélisation associée. Plus précisément, nous présentons tout d'abord les résultats de deux campagnes de mesures de contraintes par la méthode de fracturation hydraulique en forages qui confirment une fois de plus la complexité de ces mesures. Ensuite, les résultats de la modélisation par éléments finis permettent de quantifier l'influence de la topographique sur le champ de contrainte dans le massif de Tournemire.

Description du site

Le site de Tournemire a été choisi pour la facilité d'accès que procure un ancien tunnel ferroviaire de 1885 m de long, traversant une couche argileuse de 250 m d'épaisseur. Ce site correspond à une structure monoclinale simple formée, à grande échelle, par trois grandes couches : une couche inférieure calcaire et dolomitique d'environ 300 m d'épaisseur (Hettangien, Sinémurien et Carixien), la couche argileuse constituée des formations du Toarcien et Domérien et une couche supérieure calcaire et dolomitique de plus de 300 m (Bajocien et Bathonien). La couche argileuse est encadrée par deux aquifères calcaires : l'aquifère de l'Aalénien dans la partie supérieure et l'aquifère régional du Carixien dans sa partie inférieure. L'ensemble de ces couches jurassiques est affecté vers le nord du site par une grande faille régionale, la faille du Cernon (Fig. 1).

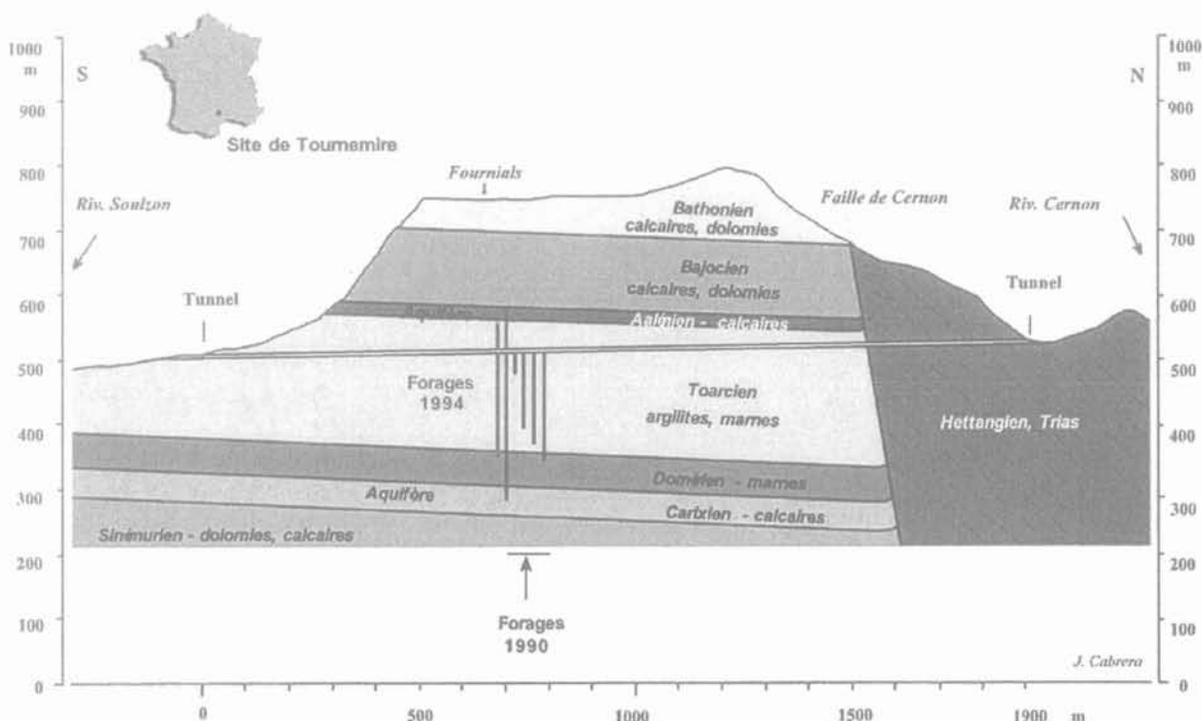


FIG. 1 Coupe géologique du site de Tournemire.
Geological cross-section of the Tournemire site.

Une campagne de huit forages rayonnants autour de l'axe du tunnel a été réalisée en 1994 (Fig. 2). Cette campagne a mis en évidence la présence d'une faille principale avec une fracturation associée d'origine tectonique affectant le milieu argileux ainsi que la présence d'eau dans quelques fissures. Suite à ces constatations, deux galeries de 30 m de long, dites Est et Ouest, ont été creusées en 1996 perpendiculairement à l'ancien tunnel (Fig. 2). L'implantation de ces deux galeries a été judicieusement choisie, afin que la galerie Ouest intercepte la faille principale et la galerie Est soit dans une zone saine.

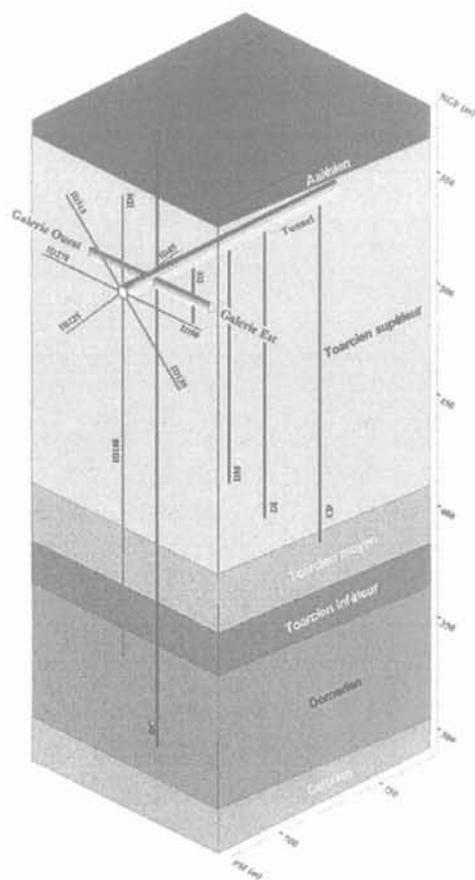


FIG. 2. Bloc diagramme de la zone des forages et des galeries du site de Tournemire. Block-diagram of the boreholes and drifts area in the Tournemire site.

D'un point de vue géotechnique, le site de Tournemire présente deux importants éléments de comparaison entre :

- un tunnel creusé il y a cent ans et deux galeries récentes, notamment concernant l'évolution dans le temps des zones perturbées par le creusement ;
- deux galeries creusées dans un contexte structural différent (zone saine et zone fracturée).

Dans le cadre du projet Tournemire, une synthèse détaillée des programmes de recherche et des résultats obtenus a été réalisée par Cabrera *et al.* (2001).

Les mesures de contraintes, objet de cette publication, ont été réalisées dans le forage vertical ID 180 et le forage incliné ID 225 au PM 675, au droit du lieu-dit « la ferme des Fournials ». La cote du tunnel au PM 675 est

de 516 NGF alors que la cote de la surface du sol au droit du site est estimée à 751 NGF, soit 235 m au-dessus des têtes de forages (Fig. 1). Il est ainsi important de noter la topographie du site de Tournemire.

3

Rappel des méthodes de mesures de contraintes par fracturation hydraulique

Les premiers essais de fracturation hydraulique en forage ont été mis en œuvre dans le but d'accroître la productivité des puits pétroliers. Il s'agissait d'augmenter la perméabilité de l'encaissant par rupture de la roche en injectant des fluides dans une portion de forage isolé (Clarck, 1949). Fairhurst (1964) fut parmi les premiers à préconiser l'utilisation de la fracturation hydraulique comme méthode de détermination du tenseur des contraintes locales. Cette méthode est actuellement la plus courante pour estimer l'état des contraintes en grande profondeur, particulièrement dans les milieux cristallins.

On distingue la méthode de fracturation hydraulique classique (Haimson et Fairhurst, 1969) et la méthode HTPF (*Hydraulic Tests on Pre-existing Fractures*) développée par Cornet et Valette (1984). La méthode HTPF est une généralisation de la méthode classique. Ces méthodes ont été déjà décrites dans plusieurs références et notamment dans les thèses de Burlet (1991) et de Willeveau (1997) et ne sont que brièvement rappelées ici.

3.1

Méthode de fracturation hydraulique classique

Cette méthode consiste à isoler une portion du forage entre obturateurs étanches à la profondeur désirée et à la mettre sous pression hydrostatique croissante jusqu'à ce qu'apparaisse, pour une valeur particulière P_f de la pression, une fracture. Celle-ci est ensuite propagée sur une certaine distance par injection de fluide puis, à l'arrêt du pompage, le forage est maintenu sous pression. La pression chute alors brutalement, puis plus lentement et enfin tend à se stabiliser (Fig. 3). La pression de fermeture P_f correspond à la transition entre la chute rapide et lente de la pression et caractérise la fermeture mécanique de la fracture. L'amplitude de la contrainte principale mineure est ainsi déterminée directement par $\sigma_3 = P_f$. Les courbes pression-temps et la détermination de l'orientation de la fracture au niveau du forage (Fig. 3) permettent de déterminer les composantes horizontales du tenseur de contrainte suivant la solution du cylindre creux et infini, percé dans un milieu linéairement élastique et isotrope (Hiramatsu et Oka, 1962). La contrainte σ_v supposée verticale est définie par le poids des terres.

Les essais de fracturation hydraulique permettent une bonne détermination de la direction de la contrainte horizontale majeure et de l'amplitude de la contrainte principale mineure. Néanmoins, ils ne fournissent pas correctement l'amplitude de la contrainte principale horizontale majeure du fait des problèmes liés à la pression interstitielle (Burlet, 1991). La méthode HTPF permet de pallier ces limites.

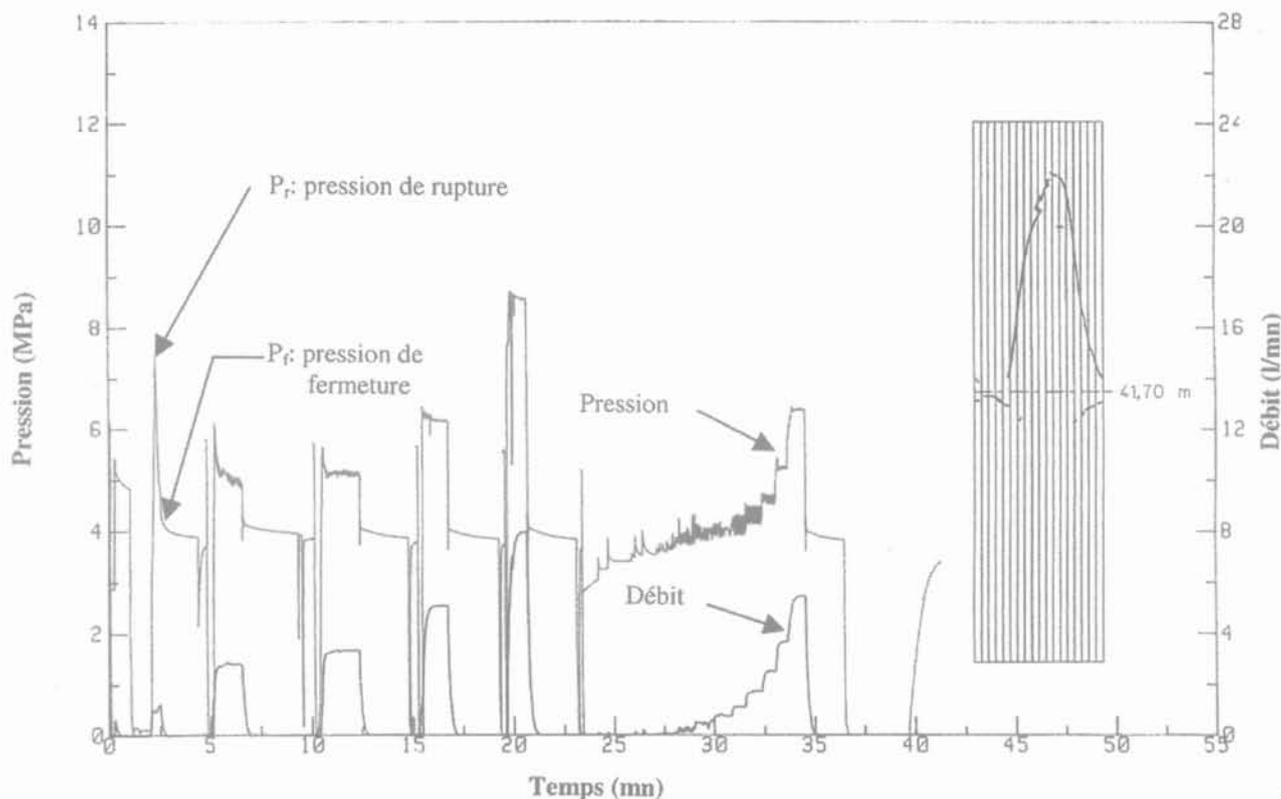


FIG. 3 Exemple d'une courbe pression-débit-temps avec l'empreinte de la fracture testée au cours de la campagne d'essais de 1995 à Tournemire.
Example of pressure-flow rate-time curve and the trace fracture tested during the 1995 test series at Tournemire site.

3.2

Méthode HTPF

La méthode HTPF correspond à une généralisation de la méthode de fracturation hydraulique classique. Elle permet d'échantillonner toutes les directions du champ de contrainte en mesurant la contrainte normale supportée par des plans de fractures naturelles d'orientations quelconques et différentes. La difficulté réside dans la sélection des intervalles de test hydraulique où une fracture unique existe. L'orientation des fractures testées peut être déterminée à la paroi du forage au moyen d'un obturateur d'impression. Cependant, ce procédé de prise d'empreinte nécessite de nombreux va-et-vient d'outils dans le forage ce qui rallonge la durée de la campagne et augmente l'incertitude sur le positionnement de l'empreinte de la fracture testée. Les outils de diagnostics géophysiques et les divers procédés d'imagerie sont mieux adaptés à ce type de reconnaissance (Wileveau, 1997).

Les essais supposent qu'une fracture unique a été ouverte. Dans le cas où plusieurs fractures se seraient ouvertes, il importe de déterminer la chronologie d'ouverture des fractures, car dans ce cas, seul le premier essai d'ouverture permet de remonter au champ des contraintes naturelles. A partir des mesures de contrainte normale et d'orientation des fractures, des méthodes d'inversion (moindres carrés ou algorithmes de Monte-Carlo) permettent de calculer les composantes du tenseur des contraintes locales.

Le matériel nécessaire pour ces essais hydrauliques ainsi que leur mise en œuvre sont assez complexes. Par conséquent, la précision du champ de contrainte cal-

culé dépend de l'outil de mesure utilisé, du nombre d'essais effectués, de l'environnement naturel et de la méthode de résolution et d'interprétation.

4

Première campagne d'essais (1995)

4.1

Description

Cette première campagne d'essais a été réalisée en juillet 1995 par la société ANTEA (Antoinet et Bertrand, 1996). Il s'agit de onze essais dans le forage vertical ID 180 entre les profondeurs 41 m et 143 m comptées à partir de la tête du forage. Quatre autres essais ont été réalisés entre les profondeurs 26 m et 31 m dans le forage incliné ID 225. Deux essais dans ce dernier forage n'ont pas permis de réaliser des mesures du fait du contournement des obturateurs. Sur l'ensemble de la campagne d'essais, uniquement trois essais de fracturation hydraulique classique ont été réalisés. Le reste des essais HTPF a été réalisé au niveau d'une fracture naturelle unique et inclinée à l'exception de trois essais dont les empreintes présentent les traces de plusieurs fractures inclinées différemment.

Un exemple de courbe pression et débit d'injection en fonction du temps avec le relevé effectué au packer à empreintes de la fracture testée est présenté dans la figure 3. L'ensemble des courbes, présentant des changements de courbure bien marqués en raison de la faible perméabilité des argilites de Tournemire, a per-

mis de déterminer les pressions de fermeture sans ambiguïté. On note aussi une bonne reproductibilité des mesures de pression au cours d'un cycle de mesures.

4.2

Interprétation

Le tenseur des contraintes locales qui s'exerce sur une fracture i , définie par l'orientation de sa normale n_i et qui supporte la contrainte normale σ_{ni} s'écrit dans le repère géographique local :

$$[\sigma(x_i)].n_i.n_i = \sigma_{ni} \quad (1)$$

On suppose que le tenseur $[\sigma(x)]$ est uniforme dans tout le volume affecté par la fracture et que la pression de fermeture P_r est une mesure de la contrainte σ_{ni} . Le problème est donc de déterminer les six composantes de $[\sigma(x)]$ en tous points x du volume rocheux qui contient tous les x_i où σ_{ni} a été mesurée. En supposant que les variations verticales de contraintes sont prépondérantes aux variations latérales, l'équation (1) devient :

$$[\sigma(z_i)].n_i.n_i = \sigma_{ni} \quad (2)$$

où $[\sigma(z_i)]$ est la matrice de contraintes à la profondeur z_i de la fracture i .

La résolution d'un tel système dans le cas le plus général nécessite de nombreuses mesures de σ_{ni} .

Afin de simplifier le système et pouvoir le résoudre avec les mesures disponibles tout en utilisant une méthode d'inversion généralisée, les hypothèses suivantes ont été adoptées :

- dépendance linéaire de $[\sigma(z)]$ avec la profondeur ;
- l'une des directions principales est voisine de la verticale ;
- les variations de contraintes dans l'intervalle de mesures sont faibles.

4.3

Résultats

Les variations des contraintes principales avec la profondeur, calculées à partir de la solution de l'inversion des données de mesures, sont présentées dans la figure 4. Les lignes en trait discontinu donnent les incertitudes sur les valeurs des contraintes horizontales σ_H et σ_h calculées. La contrainte principale majeure est la contrainte verticale σ_v ; elle est inférieure au poids des terres estimé à partir de la densité des argilites de Tourneville (25,5 kN/m³). La contrainte principale intermédiaire σ_{h1} augmente légèrement alors que la contrainte principale mineure σ_{h2} diminue avec la profondeur. Les diverses campagnes d'essais, présentées dans Burlet (1991), montrent que σ_h et σ_H augmentent généralement avec la profondeur dans les formations cristallines et diminuent dans le cas d'un site sédimentaire.

On retient de cette campagne d'essais que l'état de contrainte dans le massif est quasi isotrope dans la partie supérieure de la zone testée avec $\sigma_v = \sigma_H = \sigma_h = 4,32 \pm 1,13$ MPa et une direction de N 72° pour la contrainte σ_H . Cette orientation se raccorde mal avec ce qu'on sait sur l'orientation des contraintes tectoniques à l'échelle régionale (N 160°) dans Cabrera *et al.* (2001).

On explique la différence entre la contrainte verticale et le poids des terres par la présence du tunnel, qui

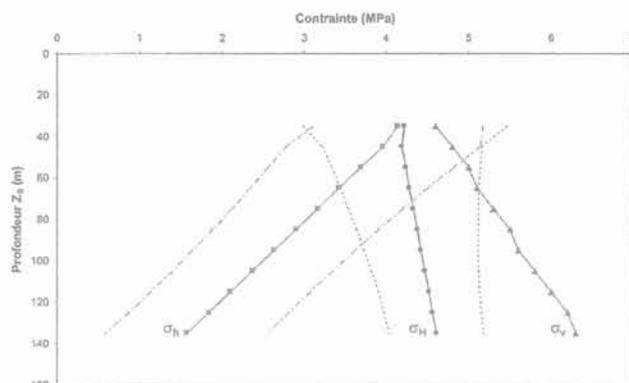


FIG. 4 Évolution des contraintes principales en fonction de la profondeur (campagne d'essais 1995).
Evolution of the principal stresses versus the depth (1995 test series).

peut modifier non seulement les intensités des contraintes mais aussi leurs directions principales, et/ou l'effet de la topographie du massif. Seul un plus grand nombre de mesures pourrait permettre de mieux préciser ces résultats préliminaires.

5

Deuxième campagne d'essais (1999)

5.1

Description

Pour vérifier et compléter les résultats de la première campagne d'essais, l'Institut de Physique du Globe de Paris (IPGP), en association avec la société GEOSTRESS, a réalisé une deuxième campagne d'essais en 1999. Il s'agit de huit essais réalisés dans le forage ID 180 entre les profondeurs 24 m et 135 m et quatre essais dans le forage ID 225 entre les profondeurs 25 m et 34 m. L'ensemble de la campagne concerne des essais HTPF avec un seul essai par fracturation hydraulique classique (Wileveau, 1999 ; Cornet, 2000). Les quatre essais les mieux réussis en 1995 ont été repris lors de cette campagne, afin de s'assurer de la répétitivité des dites mesures.

Afin d'éviter que des essais donnent lieu à de multiples fractures, on a prévu d'utiliser une sonde HTPF munie d'un système d'imagerie électrique qui permet théoriquement d'identifier en temps réel les fractures ouvertes par l'injection d'eau. Malheureusement, ce procédé n'a pas fonctionné étant donné le faible contraste de résistivité entre l'image électrique avant et après l'injection hydraulique. Ce qui a engendré la réalisation de cette campagne d'essais en deux temps : en juin 1999 ont été réalisés les essais HTPF et en septembre 1999 ont été déterminées les orientations des fractures testées auparavant à l'aide d'un packer d'empreinte.

5.2

Interprétation

L'objectif est d'obtenir une détermination explicite complète de toutes les composantes du tenseur de contrainte autour du tunnel, sans hypothèses *a priori*

sur les directions et les poids des terres. En effet, si l'on assimile les couches calcaires à une plaque rigide chargeant les argilites et les marnes du Toarcien, il apparaît, selon les principes classiques de la mécanique des sols, que la distribution de contrainte verticale à la base de l'Aalénien ne peut être évaluée simplement (Craig, 1987). De plus, pour ce qui concerne les variations spatiales du champ de contrainte, il a été montré qu'en milieu sédimentaire ces variations peuvent ne pas être linéaires avec la profondeur (Evans *et al.*, 1989 ; Cornet et Burlet, 1992). Dans le cas du site de Tournemire, cette non-linéarité ne permet pas d'interpréter les mesures selon la méthode HTPF avec une inversion globale des données.

Pour circonvier l'ensemble de ces difficultés, l'interprétation des mesures de cette deuxième campagne a été menée pas à pas en combinant la méthode de fracturation hydraulique classique et la méthode HTPF tout en considérant les données les plus cohérentes et les moins ambiguës.

5.3

Résultats

La figure 5 donne la variation des trois composantes principales des contraintes avec la profondeur dans l'intervalle testé. On ne peut pas mettre en évidence une augmentation ou une diminution systématique des contraintes principales horizontales avec la profondeur ; les variations latérales dominent ces résultats. Ces variations peuvent être attribuées à la présence de fractures préexistantes remplies de calcite entre les profondeurs 30 m et 50 m. Le gradient vertical de la composante verticale représentée sur la figure 5 est d'environ 0,026 MPa/m ; il convient d'éviter d'extrapoler cette valeur au-delà des profondeurs testées du fait du changement de nature du matériau dans le massif et de la topographie.

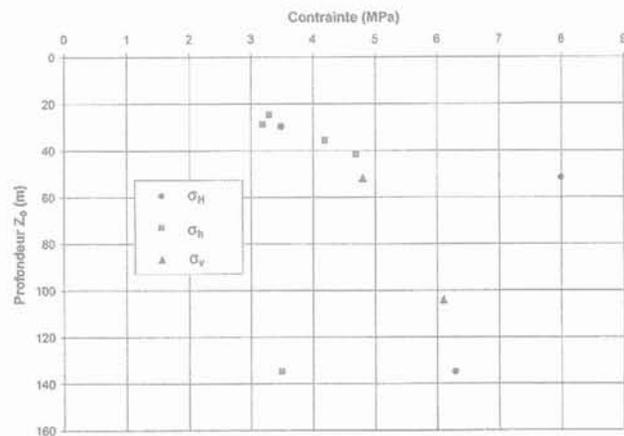


FIG. 5 Évolution des contraintes principales en fonction de la profondeur (campagne d'essais 1999).
Evolution of the principal stresses versus the depth (1999 test series).

Au voisinage du tunnel, l'amplitude et l'orientation de chacune des trois composantes du champ des contraintes locales sont :

$\sigma_h = 2,1 \pm 1,0$ MPa, orientée N 72° ± 15° E et fait un angle de 10° avec l'horizontale ;

$\sigma_v = 3,8 \pm 0,4$ MPa, orientée N 72° E et fait un angle de 10° avec la verticale ;

$\sigma_H = 4,0 \pm 2,0$ MPa, orientée N 162° ± 15° E.

L'amplitude de la composante verticale inférieure aux poids des terres (6 MPa) ainsi que son inclinaison reflètent probablement les effets de la topographie du site de Tournemire.

La direction de la contrainte horizontale majeure observée, est significative des contraintes tectoniques régionales, du fait de l'absence de structure significative au voisinage du site. Cependant, l'absence d'essais HTPF sur des fractures préexistantes d'orientations suffisamment différentes n'a pas permis de déterminer de façon précise l'amplitude de la contrainte horizontale majeure.

6

Comparaison des deux campagnes d'essais

Les deux campagnes d'essais pour les mesures des contraintes dans le site de Tournemire s'accordent bien en ce qui concerne les amplitudes des contraintes normales s'exerçant sur les fractures testées et diffèrent notablement en ce qui concerne les orientations de ces fractures et le champ de contrainte autour du tunnel.

6.1

Contraintes normales locales

Le tableau I regroupe les résultats des mesures des contraintes normales (σ_n) obtenues lors des quatre essais réalisés pendant les deux campagnes de 1995 et 1999. La cote Z_0 représente la profondeur par rapport à la tête du forage. Ces résultats nous permettent de constater que la technique des essais hydrauliques pour déterminer l'amplitude de la contrainte normale supportée par les fractures dans les argilites s'est révélée tout à fait fiable. En effet, avec du matériel et des équipes différentes, à des périodes différentes, on retrouve des amplitudes identiques avec une légère variabilité de 0,2 à 0,3 MPa. Cependant, des résultats différents ont été obtenus pour les orientations des quatre fractures testées durant les deux campagnes d'essais ; ce qui peut influencer considérablement la détermination du champ de contrainte.

TABLEAU I Comparaison des contraintes normales mesurées en 1995 et en 1999 dans le forage ID 180.

Comparison between normal stresses measured during 1995 and 1999 in ID 180 borehole.

N° essai	Mesures 1995		Mesures 1999	
	Z ₀ (m)	σ _n (MPa)	Z ₀ (m)	σ _n (MPa)
1	41,70	4,5 ± 0,2	41,70	4,75 ± 0,21
2	52,25	4,4 ± 0,2	52,30	3,81 ± 0,21
3	104,30	5,8 ± 0,2	104,60	6,09 ± 0,21
4	134,95	3,3 ± 0,2	135,30	3,47 ± 0,13

On constate aussi que le creusement des deux galeries perpendiculairement à l'ancien tunnel en 1996 à une quinzaine de mètres des forages où ont été réalisés les essais hydrauliques, n'a pratiquement pas induit de perturbations mécaniques significatives entre les profondeurs 40 m et 130 m en dessous du tunnel. En effet, les deux campagnes 1995 et 1999 réalisées respectivement avant et après le creusement des galeries, donnent les mêmes mesures.

6.2

Champ de contrainte au niveau du tunnel

Comme le montrent les résultats précédents (§ 4.3 et 5.3) les deux campagnes d'essais ont conduit, à partir des mesures des contraintes normales et de l'orientation des fractures testées, à deux champs de contraintes différents. L'écart entre ces deux champs de contraintes est surtout important en ce qui concerne les directions des contraintes principales ; soit 90° pour la contrainte horizontale intermédiaire. Ce qui démontre, d'une part, l'importance des résultats des orientations des fractures testées et, d'autre part, l'importante et la difficulté de l'interprétation des données obtenues par essais hydrauliques. Par ailleurs, on retrouve dans les deux campagnes l'effet topographique du massif sur l'amplitude de la contrainte verticale.

7

Modélisation de l'effet de la topographie sur le champ de contrainte

7.1

Intérêt de la modélisation

Afin de vérifier l'influence de la topographie du site sur les contraintes mesurées à Tournemire, une modélisation par éléments finis a été réalisée. Cette modélisation permet d'estimer un champ de contrainte probable, compatible avec les équations différentielles d'équilibre, et qui sera comparé aux champs de contraintes proposés par les deux précédentes campagnes d'essais.

Le champ de contrainte dépend de la rhéologie, de la genèse, de l'hétérogénéité, de l'anisotropie, de la topographie du site... La modélisation du site de Tournemire a permis d'étudier l'influence de chacun de ces paramètres. Dans cet article, n'est présenté que l'effet de la topographie sur le champ de contrainte à Tournemire.

7.2

Synthèse bibliographique

Amadei et Stephansson (1997) ont présenté une revue bibliographique, bien fournie, sur les travaux de modélisations numériques et analytiques de l'effet de la topographie sur le champ de contraintes. Les principales caractéristiques de ces modélisations sont résumées ici :

- Absence totale de lien entre l'historique modélisé et les schémas que les géologues imaginent pour la genèse du massif rocheux. Cette faiblesse des modélisations est pratiquement inévitable dans la mesure où la genèse proposée par le géologue n'est informée que qualitativement.

- Usage fréquent de l'élasticité linéaire. Cette hypothèse sur le comportement des matériaux permet en effet de choisir un état de référence non contraint et d'appliquer sur le volume V les forces de gravité en admettant que la frontière latérale de V est soumise soit à un déplacement nul soit à des pressions tectoniques connues. Cette démarche suppose en plus que les paramètres élastiques ne changent pas durant la genèse et que le type de conditions aux limites est resté le même durant l'évolution du massif. Les déplacements entre l'état relâché et l'état final sont supposés suffisamment petits pour confondre la géométrie initiale (inconnue) et la géométrie finale y compris lorsque la surface libre n'est pas horizontale.

- Rareté de la comparaison entre les résultats des calculs et les mesures *in situ*. Les quelques études où l'on a procédé à une telle comparaison conduisent d'abord à une nette divergence entre théorie et réalité qui est ensuite réduite en modifiant les hypothèses des calculs.

7.3

Description et données du modèle

Il s'agit de deux modèles numériques bidimensionnels (déformations planes) en élasticité linéaire avec l'hypothèse des transformations infinitésimales. Les deux modèles diffèrent uniquement par l'état de référence et les densités des divers matériaux.

7.3.1

Données géométriques

La figure 6 présente la coupe verticale considérée et montre les divers faciès ainsi que l'emplacement des points de mesures où on a déterminé les contraintes. Cette coupe s'étend horizontalement sur 4 km et verticalement sur 2 km ; dimensions suffisantes pour représenter l'infini. En revanche, on n'a pas modélisé le tunnel qui est suffisamment loin des points de mesure

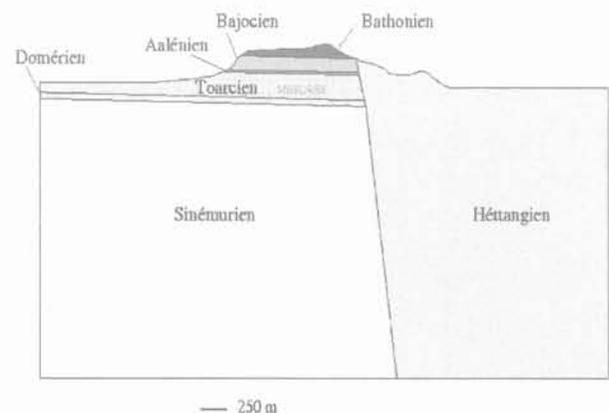


FIG. 6 Données géométriques des modélisations numériques.
Geometrical data for the numerical simulations.

pour négliger l'effet de sa présence sur les contraintes. Plus précisément, le rapport entre le rayon du tunnel et la distance séparant le tunnel du point de mesure le plus proche est un nombre très petit vis-à-vis de 1 pour être autorisé à négliger l'effet de structure. D'ailleurs, cette hypothèse est largement confirmée par les mesures mentionnées dans le paragraphe 6.1.

7.3.2

L'état de référence

Dans le premier modèle, l'état de référence est relâché (approche classique). Le second modèle correspond à un schéma par lequel on imagine un état de référence sans relief avec des contraintes initiales connues puis une création du relief par érosion. L'état de contraintes de référence pour ce deuxième modèle est caractérisé uniquement par trois composantes : une contrainte verticale σ_v et deux contraintes horizontales σ_h et σ_{H_1} . Ces trois composantes, variant linéairement en fonction de la profondeur, ont été déterminées en ajustant les contraintes obtenues à l'état final par le modèle sur les mesures des deux campagnes d'essais 1995 et 1999.

7.3.3

Les matériaux

Le massif rocheux de Tournemire est constitué de 7 faciès. Mis à part, l'argilite du Toarcien, les six autres matériaux sont élastiques et isotropes. Dans le premier modèle, on a utilisé les masses volumiques et les paramètres élastiques, déterminés par des mesures et essais de laboratoire. Pour ces calcaires, la masse volumique moyenne est de l'ordre de $2\,600\text{ kg/m}^3$ et le module d'Young est de l'ordre de $7\,800\text{ MPa}$.

Par ailleurs, les essais triaxiaux en post-rupture réalisés sur des échantillons d'argilite du Toarcien montrent que le comportement du matériau est élastoplastique poursuivie par une rupture fragile. Le comportement élastique est analysé sur la base d'un matériau isotrope transverse décrit par la loi de Hooke généralisée (Lekhnitskii, 1963). Les cinq paramètres indépendants, utilisés dans les deux modèles, ont pour valeurs (Rejeb *et al.*, 1999) :

$$E_1 = 27\,680 \pm 4\,040\text{ MPa} \text{ et } \nu_{12} = 0,17 \pm 0,03$$

$$E_2 = 9\,270 \pm 490\text{ MPa} \text{ et } \nu_{23} = 0,20 \pm 0,03$$

$$G_{12} = 3\,940 \pm 480\text{ MPa}$$

où E_1 et E_2 sont respectivement les modules d'Young dans les directions parallèle et perpendiculaire à la stratification. G_{12} est le module de cisaillement dans le plan constitué par les directions parallèle et perpendiculaire à la stratification. Le coefficient de Poisson ν_{ij} caractérise la déformation dans la direction j due à une sollicitation dans la direction i .

Dans le deuxième modèle, on a considéré une masse volumique identique pour les 7 faciès, égale à $1\,900\text{ kg/m}^3$.

7.3.4

Les conditions aux limites

Sur la frontière libre, représentant le relief, les forces extérieures sont nulles. Sur le bord horizontal

inférieur, l'effort horizontal et le déplacement vertical sont nuls. Sur les deux bords verticaux, l'effort vertical et le déplacement horizontal sont nuls. La continuité des déplacements est imposée entre les différentes couches.

7.4

Principaux résultats

Il est intéressant de représenter graphiquement l'effet de la topographie par la densité ou le poids volumique apparent. Le poids volumique apparent est, au signe près, la dérivée de la contrainte verticale par rapport à z . La différence entre les poids volumiques réel et apparent est la dérivée du cisaillement par rapport à la coordonnée horizontale x .

Avec les deux modèles, on remarque les mêmes phénomènes déjà observés par d'autres auteurs (Sturgul *et al.*, 1976). Sous une montagne, on a une densité apparente plus faible que la densité réelle et ce parce que la montagne s'appuie sur le reste du massif rocheux au niveau de ses extrémités ; une sorte d'effet de voûte.

Les figures 7 à 9 illustrent les résultats du premier modèle. On trouve respectivement les zones d'intensité de la contrainte verticale (Fig. 7) et de l'écart entre densités réelle et apparente (Fig. 8) ainsi que le profil de

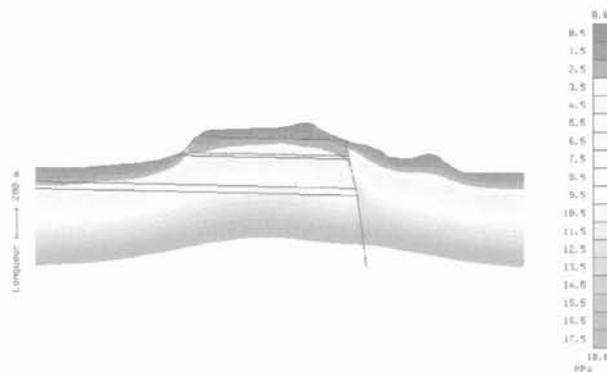


FIG. 7 Répartition de la contrainte verticale (modèle 1).

Vertical stress distribution (model 1).



FIG. 8 Répartition de la perte de densité (modèle 1).

The decrease of the density distribution (model 1).

long du forage ID180 des densités réelle, apparente et de leur différence (Fig. 9). Cette dernière figure montre clairement qu'au voisinage des points de mesure (entre les profondeurs 25 m et 140 m) l'effet de la topographie est relativement faible (un maximum de 10 %).

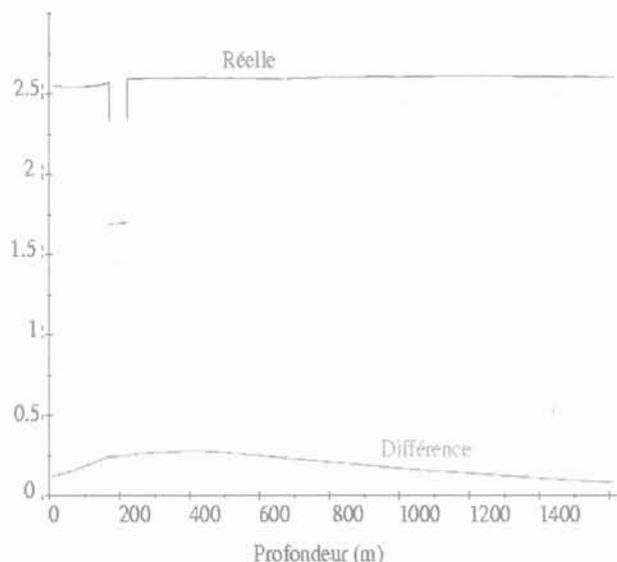


FIG. 9 Densités réelle et apparente en fonction de la profondeur (modèle 1). Actual and apparent densities versus the depth (model 1).

8

Comparaison des calculs aux mesures dans le site

8.1

Contraintes normales locales

L'analyse des résultats des contraintes le long du forage ID 180 obtenus par le premier modèle montre que la contrainte verticale calculée peut aller jusqu'à 8 MPa à la profondeur 104 m. Cette valeur est bien trop élevée par rapport aux mesures des contraintes normales dans le site (voir tableau I, essai n° 3). Cela nous conduit alors à réduire les densités avec un rapport de l'ordre de 0,75 (modèle 1, réduit).

TABLEAU II Comparaison des contraintes normales mesurées et calculées en MPa. Comparison between measured and computed normal stresses in MPa.

Mesures	Modèle 1	Modèle 1 (réduit)	Modèle 2
M 95 - 3,3	6,6	5,0	3,5
M 95 - 5,8	8,3	6,2	5,9
M 95 - 4,4	5,8	4,4	3,4
M 95 - 4,5	4,4	3,3	4,5
M 99 - 3,5	6,6	5,0	3,9
M 99 - 6,1	8,3	6,2	5,9
M 99 - 3,8	6,1	4,6	4,6
M 99 - 4,7	4,8	3,6	3,9

Le tableau II présente les résultats des mesures des contraintes normales obtenus en 1995 (M 95) et 1999 (M 99) ainsi que les résultats du premier modèle avec les vraies densités, les densités réduites et les résultats du second modèle. On rappelle que le second modèle diffère du premier non seulement en terme de densités mais aussi en terme de contraintes initiales.

Dans l'ensemble, on remarque un assez bon accord entre les mesures et les valeurs obtenues avec le premier modèle avec des densités réduites et avec le second modèle. Ce qui démontre que les transformations subies par un massif rocheux au cours de sa genèse ne sont probablement pas négligeables en terme de contraintes initiales et en terme de densités des divers faciès qui le constituent.

8.2

Champ de contrainte

Les modélisations bidimensionnelles réalisées ne permettent évidemment pas de nous renseigner sur l'orientation du repère principal des contraintes par rapport au Nord puisque par construction d'un modèle en déformations planes l'une des directions principales est orthogonale au plan du modèle.

Cependant, comme le montre la figure 10, qui représente l'évolution des contraintes principales le long du forage ID 180 déduite du modèle réduit, les deux composantes sub-horizontales sont pratiquement confondues. Dans ce cas, toutes les orientations par rapport au nord sont valables.

Par ailleurs, la comparaison avec les résultats de la campagne d'essais de 1995 (Fig. 4) montre que le modèle 1 réduit permet de retrouver assez correctement les contraintes principales σ_v et σ_H . En revanche une grande divergence existe en ce qui concerne la contrainte sub-horizontale mineure qui est décroissante sur la figure 4 et croissante sur la figure 10.

Un autre accord encourageant concerne l'inclinaison par rapport à la verticale de la contrainte principale majeure σ_v qui est de l'ordre de 10° dans les deux campagnes de mesures et de l'ordre de 14° dans les résultats du modèle (valeur pratiquement uniforme le long du forage ID 180 entre les profondeurs de 40 à 140 m).

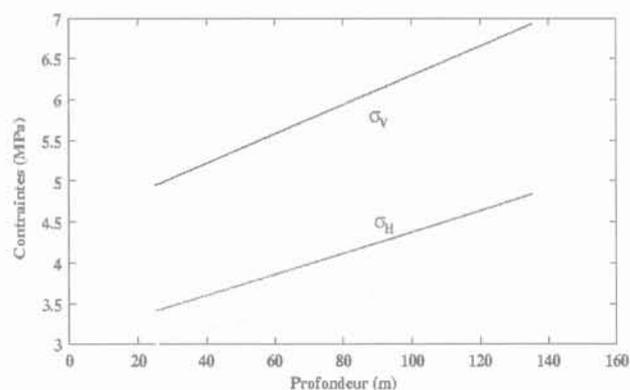


FIG. 10 Contraintes principales en fonction de la profondeur (modèle 1 réduit). Principal stresses versus the depth (reduced model 1).

Conclusion

A l'issue des deux campagnes d'essais menées sur le site de Tournemire, la dispersion et l'imprécision des résultats des mesures de contraintes semblent être une réalité du terrain. En effet, le fait de ne pas disposer dans les forages testés de fractures préexistantes d'orientations différentes, ne permet pas d'avoir une meilleure précision sur les amplitudes des contraintes même si on avait réalisé plus d'essais hydrauliques. Par ailleurs, l'existence de couches à différentes rigidités ainsi que la topographie marquée du massif ne facilitent pas l'interprétation des mesures.

Par ailleurs, les calculs des contraintes dans le massif de Tournemire soumis à la gravité ont permis de confirmer et de quantifier l'effet de la topographie sur le champ de contrainte. Ces calculs ont montré l'importance des poids volumiques des divers faciès sur les résultats obtenus. Il convient de noter que les valeurs des densités obtenues par essais de laboratoire et utilisées dans les calculs surestiment les contraintes. Ce qui démontre que la prise en compte de l'effet d'échelle sur ces paramètres est souvent indispensable pour avoir le meilleur accord entre les résultats théoriques et les

mesures *in situ*. Cependant, ces calculs numériques n'ont pas permis de « trancher » entre les résultats différents des orientations des fractures testées et aussi entre les deux directions de la contrainte horizontale majeure données par les deux campagnes d'essais à cause du caractère bidimensionnel du modèle développé.

Par la présente étude on a cherché aussi à souligner que malgré les progrès de la géotechnique et malgré les efforts non négligeables des divers spécialistes des mesures *in situ* et des modélisations théoriques et numériques les informations qu'on peut obtenir sur le champ des contraintes dans un massif rocheux restent encore trop incertaines eu égard à la grande importance qu'ont de telles données lors de la modélisation de l'évolution de ces ouvrages et particulièrement lorsqu'il s'agit d'ouvrages pour le stockage de déchets nucléaires.

REMERCIEMENTS

Messieurs Antoinet, Bertrand et Ouvry d'ANTEA et messieurs Bert et Cornet de l'IPGP et Wileveau de GEOSTRESS ont réalisé les mesures *in situ*, qu'ils en soient vivement remerciés. Nous remercions également messieurs Cabrera et Boisson qui ont suivi ces deux campagnes d'essais du côté IRSN.

Bibliographie

- Amadei B., Stephansson O. – *Rock stress and its measurements*. Chapman & Hall, 1997, p. 51-64.
- Antoinet E., Bertrand L. – *Site de Tournemire (Aveyron) : mesures des contraintes dans le massif par stimulation hydraulique de fractures en sondages*. Rapport ANTEA n° A05457, 1996.
- Boisson J.-Y., Cabrera J., De Windt L. – *Étude des écoulements dans un massif argileux, laboratoire souterrain de Tournemire*. EUR 18338FR, 1988.
- Burlet D. – *Détermination du champ de contrainte régional à partir des tests hydrauliques en forages*. Thèse de l'Université Paris VII, 1991.
- Cabrera J., Beaucaire C., Bruno G., De windt L., Genty A., Ramambasoa N., Rejeb A., Savoye S., Volant Ph. (2001) – *Projet Tournemire. Synthèse des programmes de recherche 1995-1999*. Rapport IPSN/DPRE/SERGD 01-09, 2001.
- Clarck J.B. – « A hydraulic process for increasing the s of wells ». *Trans. AIME*, 186, 1949.
- Cornet F.H., Valette B. – « *In situ* stress determination from hydraulic injection tests data ». *J. Geophys. Res.*, vol. 89, B8, 1984, p. 11527-11537.
- Cornet F.H., Burlet D. – « Stress field determination in France by hydraulic tests in boreholes ». *J. Geophys. Res.*, vol. 97, B8, 1992, p. 11829-11849.
- Cornet F.H. – *Détermination du champ de contrainte au voisinage du laboratoire souterrain de Tournemire*. Rapport de l'IPGP n° 98N33/0073, 2000.
- Craig R.F. – *Soil Mechanics*. Van Nostrand Reinhold (UK) Co. Ltd, Wokingham, England, 1987, 4th ed.
- Evans K.F., Engelder T., Plumb R.A. – « Appalachian stress study. A detailed description of *in situ* variations in Devonian shales of the Appalachian plateau ». *J. Geophys. Res.*, vol. 97, B6, 1989, p. 71329-7154.
- Fairhurst C. – « Measurement of *in situ* rock stresses with particular reference to hydraulic fracturing ». *Rock Mech. Eng. Geol.* n° II/3-4, 1964, p. 129-147.
- Haimson B.C., Fairhurst C. – « *In situ* stress determination at great depth by means of hydraulic fracturing ». *Proc. U.S. Symp. Rock Mech.*, 11, 1969, p. 559-584.
- Hiramatsu Y., Oka Y. – *Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state*. Mem. Fac of Eng. Kyoto Univ., 24, 1962, p. 56-76.
- Lekhnitskii S.G. – *Theory of elasticity of an anisotropic elastic body*. Holden Day, 1963.
- Rejeb A. – « Mechanical characterisation of the argillaceous Tournemire site (France) ». *Proc. of the international conference on rock engineering techniques for site characterisation*, Oxford and IBH Publishing Co. pvt. Ltd, 1999, p. 45-50.
- Rejeb A., Humbert B., Vouille G. – *Projet Tournemire. Programme mécanique. Caractérisation du comportement mécanique au laboratoire*. Rapport IPSN/SERGD 99/07, 1999.
- Sturgul J.R., Scheidegger A.E., Greenspan Z. – « Finite element model of a mountain massif ». *Geology*, 4, 1976, p. 439-442.
- Wileveau Y. – *Mesures du champ de contrainte dans les milieux complexes par la méthode HTPF. Naissance d'une sonde*. Thèse de l'Université de Paris VII, 1997.
- Wileveau Y. – *Mesures de contrainte in situ dans le tunnel de Tournemire (Aveyron, France)*. Rapport GEOSTRESS du 17/06/99 au 25/06/99.

Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines

Éric BOIDY

Thèse soutenue le 12 avril 2002 sous la direction de Frédéric Pellet,
Université Joseph-Fourier, Grenoble

La modélisation numérique du comportement différé des ouvrages souterrains, excavés à grande profondeur dans des roches sensibles au fluage, est actuellement un sujet de première importance. Cette étude se compose d'un premier volet bibliographique et théorique, d'un second volet expérimental, et d'applications numériques réalisées sur des tunnels et des cavités souterraines.

D'un point de vue théorique, la loi viscoplastique de Lemaître est retenue et implémentée dans le code aux différences finies, FLAC 2D. Un intérêt particulier est porté sur l'étude de la stabilité de la solution numérique en mode de résolution explicite. Cette loi fait également l'objet d'un développement analytique en déformations planes, pour les cavités cylindriques.

L'étude expérimentale est réalisée sur les argilites du site de l'Est de l'ANDRA, au moyen d'essais de relaxation, et d'essais de charge-

ment à vitesse de déformation imposée. L'objectif est d'ajuster une loi de Lemaître, qui soit représentative de la tendance de l'évolution du comportement à long terme. Des résultats d'analyses microstructurales sont présentés pour mieux appréhender les mécanismes de déformations différées.

L'étude de cas porte sur la galerie de reconnaissance du tunnel du mont Terri (Suisse). Sa finalité réside dans la détermination de jeux de paramètres de la loi de Lemaître à partir des mesures de convergences *in situ*. L'application de la méthodologie est alors proposée pour les ouvrages de stockage de déchets nucléaires à grande profondeur (expérience E-REP avec l'ANDRA).

Mots clés : fluage, relaxation, roches, argilites, modélisation numérique, modèle viscoplastique de Lemaître, FLAC, pas de temps critique, tunnel, Mont Terri, ANDRA.

Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation. Contribution à l'analyse de la vulnérabilité sismique

Stéphane HANS

Laboratoire Géomatériaux – Département génie civil et bâtiment

URA CNRS 1652

École nationale des Travaux publics de l'État (ENTPE)

Rue Maurice-Audin

69518 Vaulx-en-Velin Cedex

(hans@entpe.fr)

Thèse soutenue le 13 décembre 2002
sous la direction de Claude Boutin, l'ENTPE
(claude.boutin@entpe.fr)

La question de la vulnérabilité sismique du bâti existant représente un enjeu réel en France, tant du point de vue de la sécurité des populations que des conséquences économiques et c'est dans ce contexte qu'a été entrepris ce travail de thèse. Celui-ci repose sur un programme expérimental d'auscultation *in situ* de bâtiments réels et sur une approche originale de modélisation par homogénéisation du comportement dynamique des structures. Le volet expérimental s'appuie sur l'auscultation de sept HLM ; les mesures consistant à enregistrer leurs réponses sous trois types de sollicitation :

- 1) bruit mécanique ambiant ;
- 2) sollicitation harmonique produite par un excitateur ;
- 3) chocs appliqués par une pelle mécanique.

Ces essais donnent accès aux premiers modes propres de vibration et à des données

sur l'interaction sol-structure et la participation des éléments internes.

Le volet théorique consiste à modéliser une structure simple par homogénéisation, permettant de déterminer le modèle de comportement d'ensemble à partir de la connaissance du comportement des éléments locaux. Il ressort que la dynamique des bâtiments d'au moins une dizaine d'étages est similaire à des modèles de poutre et qu'en fonction des caractéristiques des éléments, différents modèles peuvent apparaître des modèles classiques de poutres de cisaillement, de flexion et de Timoshenko ou non classiques de poutre de flexion-cisaillement.

Cette étude facilite la compréhension du comportement des structures réelles. Elle permet de définir un seuil d'agression sismique (seuil d'intégrité similaire à une limite élastique) aidant au repérage des structures potentiellement à risques. Les perspectives sont

l'étude de situations plus complexes comme le bâti ancien, les interactions entre bâtiments, l'interaction sol-structure (échelle locale) ou site-ville (échelle globale) comme facteurs aggravants ou modérateurs de l'action sismique.

Mots clés : expérimentations in situ, vulnérabilité sismique, bâti existant, bruit de fond, excitation harmonique, choc, interaction, homogénéisation, structures discrètes.

Caractérisation en compression simple des blocs de terre comprimée (BTC) : application aux maçonneries « BTC-mortier de terre »

Abalo P'KLA

Laboratoire Géomatériaux – Département génie civil et bâtiment

URA CNRS 1652

École nationale des Travaux publics de l'État (ENTPE)

Rue Maurice-Audin

69518 Vaulx-en-Velin Cedex

Thèse soutenue le 3 juillet 2002, sous la direction d'Hervé Di Benedetto (herve.dibenedetto@entpe.fr)

Les maçonneries en BTC (blocs de terre comprimée) permettent de construire des habitats individuels à un faible coût environnemental (et économique pour les pays du sud) car on utilise des matériaux locaux. De plus cette démarche a un impact socio-économique positif puisqu'elle favorise le travail humain direct de construction contrairement à la filière actuelle basée sur l'industrialisation de la production du matériau. L'architecture utilisée est adaptée au matériau qui ne doit travailler qu'en compression.

Cette thèse s'inscrit dans un contexte de formalisation du comportement en compression des maçonneries en BTC. Nous avons pour cela effectué une étude de comportement des maçonneries en BTC sous compression simple verticale. Le BTC est la composante principale de la maçonnerie. Ainsi une analyse de son comportement en compression simple est faite. Les différentes procédures d'essais de compression utilisées jusqu'à maintenant sur BTC sont présentées et critiquées. Nous arrivons à la conclusion que l'essai sur demis blocs maçonnés (l'un au-dessus de l'autre) est pertinent. Il est aussi démontré que l'essai de flexion en trois points peut donner la résistance en compression de BTC avec une précision de l'ordre de 20 %. La seconde composante de la maçonnerie est le mortier de terre (à plus de 88 % en poids sec de terre) stabilisé au ciment. La littérature n'apporte que peu

d'information sur ces mortiers à forte teneur d'argile (entre 5 et 20 % d'argile). Nous faisons un bilan des procédures d'essais appropriés à ces types de mortier. Il en ressort l'impossibilité d'utiliser le maniabilimètre Afnor, la possibilité d'utiliser le cône d'Abrams et la nécessité d'appréhender le comportement d'interface BTC-mortier. Enfin, des échantillons de maçonnerie de formulations différentes, d'environ 1 m² de surface et des triplets de BTC maçonnés avec du mortier de terre sont testés en compression simple. Une différence de 38 % au maximum des résistances en compression entre ces deux types d'échantillons a été observée. Par ailleurs, l'application de la formule de l'Eurocode 6 (EC6) relative aux maçonneries conventionnelles conduit, d'une manière générale, à la sous-estimation de la résistance en compression des maçonneries BTC par rapport aux valeurs expérimentales. Les rapports entre la résistance à la rupture calculée par la formule EC6 et la valeur expérimentale varient entre 44 et 72 %.

Mots clés : blocs de terre comprimée (BTC), compression simple, fissuration, mortier de terre, flexion, stabilisation, rupture, homogénéisation, modélisation, essai à l'échelle 1, essai in situ, maçonnerie, terre crue.

Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages. Développement de méthodes d'aide à l'expertise

Laurent PEYRAS

Cemagref - Groupement d'Aix-en-Provence

Le Tholonet, BP 31

13612 Aix-en-Provence

(laurent.peyras@cemagref.fr)

Thèse soutenue le 9 janvier 2003 sous la direction de

Alain VERGNE et Daniel BOISSIER

Laboratoire LERMES- CUST

École doctorale « Sciences pour l'Ingénieur »

Université Blaise-Pascal, Clermont II

(vergne@lermes.univ-bpclermont.fr ; boissier@lermes.univ-bpclermont.fr)

Le diagnostic et l'analyse de risques sont des missions essentielles pour assurer la sécurité des barrages en service. Pour réaliser ces tâches, des méthodes puissantes ont été développées et apportent une aide précieuse aux ingénieurs spécialisés : modèles physiques, calculs numériques, statistiques, fiabilité... Toutefois, face à des ouvrages complexes et uniques, dans des contextes

présentant des données insuffisantes, lors de diagnostics préliminaires ou en synthèse d'analyses approfondies, il est nécessaire de recourir au jugement des experts. À partir de leurs connaissances et de leur expérience, ces derniers vont fournir alors une interprétation, un avis ou une recommandation à la question posée.

Cette recherche propose des méthodes d'aide au diagnostic et à l'analyse de risques dans le cadre d'une approche par expertise. Elle vise à assister les ingénieurs spécialisés lors d'analyses préliminaires et rapides ou en synthèse d'études approfondies. La démarche adoptée met à profit les connaissances et le retour d'expérience des experts. Elle comporte trois étapes :

- un modèle fonctionnel de vieillissement, bâti à partir de l'Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets (méthode AMDE) adaptée au domaine des barrages, et utilisant une représentation sous forme de graphes orientés. Il permet de construire des scénarios de vieillissement en enchaînant des séquences successives de défaillances ;

- une méthode qualitative pour constituer des historiques de vieillissement et pour représenter les lois d'évolution des pertes de performance ;

- des méthodes qualitatives pour évaluer la criticité des pertes de performance des barrages et de leurs composants.

La première partie d'une base de connaissances relative à la pathologie des barrages est réalisée et concerne les scénarios de vieillissement des ouvrages poids.

Après la présentation de différentes applications sur des mécanismes de vieillissement (alcali-réaction ; suffusion interne) et sur des ouvrages représentatifs de ces mécanismes, nous proposons divers développements et perspectives.

Glissements de terrain déclenchés par des tremblements de terre : études expérimentales dans les montagnes du Tien Shan (Asie centrale) et modélisation dynamique

M. HAVENITH

*Thèse soutenue le 7 février 2003, sous la direction de D. Jongmans
Université Joseph-Fourier, Grenoble
(Denis.Jongmans@ujf-grenoble.fr)*

La thèse est répartie en quatre parties. La première présente une vue d'ensemble de la problématique des glissements de terrain déclenchés par tremblements de terre : quelle est l'origine du risque, quels peuvent être les impacts sur la population.

La deuxième partie analyse la situation du Kirghizistan en Asie centrale en apportant deux résultats principaux - la première carte d'aléa sismique probabiliste pour le Kirghizistan (qui est un des pays les plus sismiques au monde) et l'application de techniques probabilistes à l'aléa régional de glissements de terrain déclenchés par des tremblements de terre.

Dans la troisième partie sont décrits les résultats de trois campagnes géologiques, géophysiques et sismologiques menées sur quatre sites de grands glissements de terrain (quelques millions de m³) au Kirghizistan. Ces campagnes ont été menées en 1998, 1999 et 2000, en collaboration avec des instituts de Tervuren, Mos-

cou, Bishkek (capitale du Kirghizistan) et Grenoble. Ces études sur le terrain ont montré pour la première fois que le taux d'altération des roches ou la présence de couches molles le long de la pente peuvent être responsables d'une forte amplification du mouvement sismique du sol.

Dans la quatrième partie, ces amplifications ont été testées numériquement. Ces calculs en 2D et 3D ont confirmé le lien direct entre lithologie et effets de site (les amplifications locales). Des calculs ont ensuite été poussés plus loin pour voir si les effets de site peuvent influencer le déclenchement de grands glissements de terrain comme ceux qu'on a étudiés au Kirghizistan.

Finalement, la conclusion reprend les principaux résultats obtenus, établit un modèle conceptuel pour les glissements de terrain sismiques et énonce quelles implications l'étude peut avoir pour des analyses de risque futures.

Couplages thermo-hydro-mécaniques dans les sols et les roches tendres partiellement saturés

Frédéric COLLIN

Département GéomaC – Équipe de Géomécanique
Institut de Mécanique et Génie Civil
Université de Liège Bât. 52/3 Chemin des Chevreuils 1
B-4000 Liège - Sart-Tilman (Belgique)
(f.collin@ulg.ac.be)

*Thèse soutenue le 11 février 2003, sous la direction de Robert Charlier
Université de Liège
(robert.charlier@ulg.ac.be)*

Ce travail s'intéresse à la modélisation des sols et des roches tendres partiellement saturés, en traitant plus particulièrement les couplages apparaissant dans ces matériaux. L'objectif est de mieux comprendre le comportement des barrières d'étanchéité pour le stockage de déchets et celui des couches de craie, réservoirs pétroliers en mer du Nord.

Deux lois constitutives sont développées : la première est un modèle d'écoulement multiphasique anisotherme avec changement de phase ; elle permet de quantifier les flux des différents fluides en conditions non-saturées et l'évolution de la température. Ce modèle prend en compte les différents couplages entre l'écoulement de fluides et le transfert de chaleur. La deuxième loi constitutive est un modèle de comportement de la craie de Lixhe. Les différents mécanismes plastiques du matériau sont représentés à l'aide de lois élastoplastiques : le critère de Van Eekelen (frottement interne), un modèle de la famille CamClay (*pore collapse*) et un critère de limitation des contraintes de traction.

L'une des caractéristiques de cette craie est de présenter une compaction lors de l'injection d'eau dans un échantillon. Cette sensibilité à l'eau peut être comparée aux observations effectuées sur des sols partiellement saturés, pour lesquels la succion permet d'expliquer les différents comportements observés. L'approche de Barcelone est ainsi introduite dans le modèle à chapeau de craie " non saturée ".

Les deux lois constitutives développées sont enfin validées et utilisées dans des exemples d'application. Dans le cadre du stockage de déchets nucléaires, ces calculs confirment l'importance des couplages entre les écoulements de fluides et les transferts de chaleur. Il est également nécessaire de prendre en compte les transferts d'eau en phase vapeur. Les modélisations de la craie prouvent la capacité du modèle mécanique à reproduire les déformations observées lors d'injections d'eau dans ce matériau. La succion permet donc d'expliquer certaines compactations observées dans les réservoirs pétroliers.