

# Sommaire

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 113  
4<sup>e</sup> trimestre 2005

Système sol-monument. Propositions pour une approche intégrale R. JAPELLI	3
Comparaison de plusieurs modes de prise en compte de la sécurité dans la vérification de la capacité portante ultime des fondations superficielles T. RICHIR, J.-P. RADU, R. CHARLIER	11
Transferts d'eau et transport de solutés dans les sols non saturés : solution analytique et développement numérique utilisant la méthode des lignes F. GANDOLA, N.E. ABRIAK, G. SANDER, G. PICOT, R. BRADDOCK, C. MATTHEWS	31
De certains effets hydromécaniques lors du creusement et de l'exploitation de galeries de stockage en milieu fracturé A. THORAVAL, N. GATELIER, T. YOU	41
Détermination des paramètres hydrodynamiques des matériaux non saturés par la méthode inverse A. ABDALLAH, F. MASROURI	53
Résumés de thèses	65

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 chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités ([www.geotechnique.org](http://www.geotechnique.org)).

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et cd-rom contenant les fichiers à l'un des rédacteurs en chef :

Isam SHAHROUR	Françoise HOMAND	Denis FABRE
Polytech'Lille	École de géologie (ENSG)	CNAM
Bd Paul-Langevin	BP 40	292, rue Saint-Martin
Cité scientifique	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	75141 Paris CEDEX 03
59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX		

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

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

**Rédacteur en chef :** F. HOMAND (ENSG)

**Co-rédacteurs en chef :** D. FABRE (CNAM), I. SHAHROUR (Polytech'Lille)

**Comité de lecture :** Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), F. PELLET (Université Joseph-Fourier, Grenoble), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2005 (numéros 110 à 113) franco : 123 €

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](mailto:presses.ponts@mail.enpc.fr)

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

N° d'imprimeur : 89062. Dépôt légal : février 2006

*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**

(©) 2006  
ISSN 0181 — 0529

# Le système sol-monument

## Propositions pour une approche intégrale

**R. JAPPELLI**

Université de Rome

« Tor Vergata »

Département de génie civil

Rome

*Cet article est dédié à Jean Kerisel<sup>†</sup>, savant illustre, précurseur des études géotechniques sur les monuments, promoteur et inspirateur de la Commission internationale ISSMFE pour la sauvegarde des monuments et des sites historiques.*

### Résumé

L'article aborde quelques questions générales sur la compatibilité entre les différentes parties (structures, fondations, sols de fondations) de systèmes physiques complexes devant être sauvegardés pour longtemps. La réalisation d'une coexistence harmonieuse entre des constituants d'origine et de composition différentes demande un dialogue rigoureux. Différents facteurs ainsi que des incertitudes apparaissent dans l'identification des facteurs critiques. Les incertitudes prennent de l'importance lorsque les phénomènes dépendent du temps, comme c'est le cas pour les monuments anciens. Les démarches suivies pour l'étude de monuments sont présentées. L'importance d'une vision d'ensemble ou holistique dans les problèmes d'interprétation et de prévision du comportement de systèmes complexes est présentée. L'approche recommandée s'appuie sur plusieurs disciplines. Elle ne peut se baser que sur des procédés progressifs, soutenus par de solides observations, comme cela est fait dans les nouvelles méthodes intégrées.

## Soil-monument system

### Abstract

Paper deals with some general questions concerning the known problem of compatibility of the different parts (elevation, foundation, ground) of complex physical systems, such as the monuments determined for long-term safeguard. The attainment of harmonic coexistence requires a difficult dialogue between constituents of diverse origin and composition. Different factors come into play in such a dialogue and a number of uncertainties arise in identification of critical factors. Uncertainties become more serious when phenomena are time dependant as it is always the case for monuments. The paper dwells upon the steps of design procedure applied to existing monuments and underlines the importance of an holistic philosophical approach to the interpretation and the forecasting of complex system performance; the recommended approach requires the contribution of different disciplines and can only be based on a gradualism of the measures supported by a sound observational method as delineated by the sophisticated modern versions.

*NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2006.*

1

## Introduction

Dans le large éventail des activités des ingénieurs civils et des architectes, une attention particulière est accordée de nos jours aux structures, dont le nombre, l'âge et l'extension est en augmentation. C'est pourquoi, le problème, inhérent à la conservation des édifices par des moyens appropriés, est devenu si pressant et de plus en plus spécifique. Sa résolution soulève maintes polémiques, en raison de nombreuses causes reconnues, empêchant la garantie d'un degré acceptable de sécurité, dans la durée, de ce patrimoine hétérogène et démesuré.

Le problème se pose dans toute son acuité lorsqu'il s'agit de *monuments* (M). Ces derniers, par leurs origines, par certaines de leurs particularités – intrinsèque, historique ou artistique – ou encore par leur valeur acquise, représentent d'irremplaçables témoignages du passé. La société est favorable à leur conservation mais souhaite, dans la mesure du possible, en assurer la jouissance à un nombre toujours croissant de visiteurs. A ce titre, le Colisée qui, contrairement au passé (Fig. 1a), est chaque jour pris d'assaut par des milliers de touristes (Fig. 1b), et la Tour de Pise, temporairement fermée en 1989 pour des raisons de sécurité (Jappelli et al., 1989) en sont des illustrations ; après une série de travaux de stabilisation sophistiqués qui ont duré près de dix ans et de longues réflexions et de multiples débats, la Tour est rouverte au public de façon limitée (Viggiani, 2001).

La sauvegarde des monuments et des sites historiques est en effet l'un des problèmes les plus épineux que la civilisation moderne doit résoudre. Bon nombre de facteurs de nature très différente appartiennent à des domaines (les sciences humaines, le culturel, le social, le technique, l'économie et le domaine administratif) dont les finalités, d'une inextricable complexité, s'imbriquent intimement. C'est pourquoi, les différents aspects du problème – l'aspiration culturelle et l'exigence de sécurité, l'intérêt public et les intérêts privés – sont l'objet d'âpres controverses.

2

## Analyse du système sol-monument

Le problème principal consiste à vérifier l'existence d'un rapport satisfaisant entre le bâti visible (S), le sol (T) et les fondations (F). La structure (S) d'un monument du passé est un système physique essentiellement formé de fragments ou de blocs de pierre, *artificiellement* disposés selon un dessin géométrique relativement simple, séparés par des joints aux interfaces parfois structurées (maçonnerie). Le sol (T) est constitué de matériaux rocheux meubles, de pierres de taille ou de ces deux éléments ; ces derniers sont *naturellement* structurés en fonction d'objectifs plus complexes que les précédents et sont d'ordinaire associés à des matériaux rocheux meubles et à des pierres aux jonctions très compliquées (Kerisel, 1977) ; le (T) est souvent saturé d'eau.

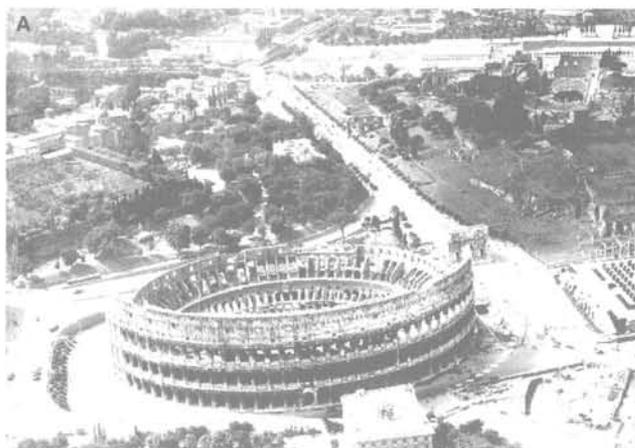


FIG. 1 L'amphithéâtre Flavien (Colisée) à Rome, construit au I<sup>er</sup> siècle ap. J.-C.

a) Vue aérienne de la Via dei Trionfi, en 1939 ;

b) Pris d'assaut par les touristes, en 2002.

The Flavian Amphitheatre (Colosseum) was built in Rome in the first century A.D.

a) Aerial view from Via dei Trionfi in 1939 ;

b) The monument under the tourist pressure in 2002.

Les fondations (F) sont des structures profondément enterrées dans le (T) ; elles ont pour fonction de transférer à ce dernier les poussées provenant du (S) ; dans ce but, les (F), dans leurs multiples composantes, doivent selon les cas, assurer des fonctions géotechniques spécifiques de *support*, de *répartition des charges*, de *drainage*, de *filtrage*, d'*impermeabilisation*, de *protection* etc., afin de garantir, en tout état de cause, un rapport de compatibilité satisfaisant entre (S) et (T).

Comme pour toute construction, les (S) d'un (M) sont liées au site sur lequel elles sont édifiées, autrement dit au (T). Ce dernier fait donc partie intégrante de (M), dont il est même parfois l'élément structurant principal :

*O Sennora, ist auch die Stadt Amsterdam so schön, wie Ihr gestern und vorgestern und alle Tage erzählt habt, so ist doch der Boden vorauf sie ruht noch tausendmal schöner...*

« Oh ! Madame, si la ville d'Amsterdam était belle autant que vous m'en avez fait le récit, hier, avant-hier et les autres jours, le sol sur lequel elle est posée serait mille fois plus beau... »

H. HEINE, *Der Rabbi von Bacherach*, 1840

Les propriétés mécaniques des matériaux rocheux meubles et/ou des pierres dans leur environnement naturel (T), sont très différentes de celles des pierres utilisées comme matériau destiné à la construction de murs (S); de même, les matériaux servant aux (F) ont eu souvent une structure différente de ceux du bâti (S) ou du (T). Il existe donc de brusques discontinuités des propriétés mécaniques aux liaisons non seulement entre (F) et (S), mais également entre (F) et (T). Ces discontinuités ont une incidence non négligeable sur le comportement de l'ensemble du (M) et en marquent souvent le destin. La fonction première des (F) est celle d'abolir ou du moins d'atténuer ces discontinuités mécaniques entre (S) et (T):

« For once, we are escaping from the traditional path and in so doing, we are building a bridge between Soil Mechanics and Rock Mechanics. It is a fact that in some countries the activities of these two disciplines are widely separated, whereas we know that they are no discontinuities between soil and rocks... »

J. KERISEL, 1977

Sur le long terme, chacun des éléments d'un (M) peut se modifier – indépendamment l'un de l'autre – par rapport à l'assise d'origine, sous l'influence de nombreux facteurs, naturels et anthropiques, qui conduisent souvent à des effets diamétralement opposés. En conséquence, l'aspect d'un (M) aujourd'hui peut ne pas être semblable à celui qu'a imaginé l'auteur du projet original (Fig. 2). En outre, pour chacun de ces trois éléments, l'évolution de ces phénomènes peut être inégale dans le temps. Les modifications que subissent le territoire (Fig. 3) et les édifices sont évidentes: par exemple celles que décident les constructeurs lors des travaux d'édification afin de corriger certains défauts de conception, notamment ceux ayant trait au (T) (Fig. 4); moins évidentes, en revanche, sont celles qui se réfèrent aux (F) et au (T) situés sous la surface topographique et dont la vitesse de déformation est différente.

« ...the question of long-term deformations, one of the least explored areas of our discipline... »

J. KERISEL, 1985

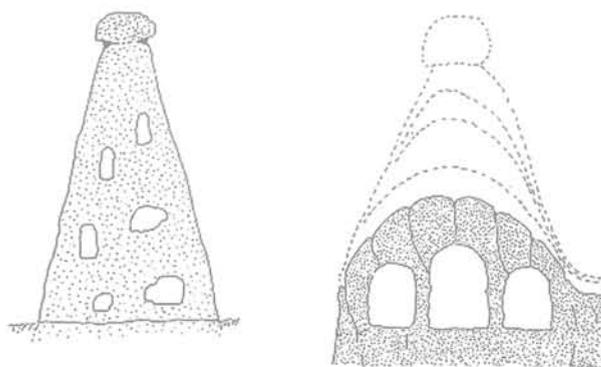


FIG. 2 Églises rupestres dans la vallée de Göreme, Cappadoce, en Turquie: évolution des structures par érosion naturelle: déformations des pinacles de forme conique à la celle de dômes (Bowen, 1988).

Rupestrian churches in the Göreme Valley, Cappadocia, Turkey: evolution of the ground profile consequent to natural erosion from conic pinnacles to domes (from Bowen, 1988).

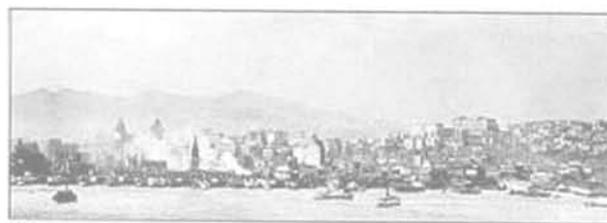


FIG. 3 Les transformations de la ville de San Francisco de 1915 à 1986. The transformation of the City of San Francisco since 1915.

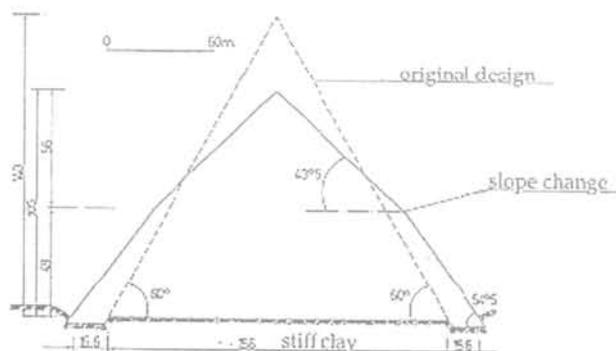


FIG. 4 Corrections du profil de la pyramide de Dahchur en Égypte en cours d'exécution pour en éviter l'effondrement (J. Kerisel, 1996). The profile conformation of the Dahchur pyramid in Egypt to prevent collapse during construction (from J. Kerisel, 1996).

Ces transformations peuvent également se produire en raison d'événements naturels ou du fait de l'homme. Les éboulements et les lésions mineures altèrent la structure du (T) qui peut se trouver compromis par des installations hydrauliques (aqueducs, réseaux d'égouts, drains, conduites de gaz) ou par d'autres ouvrages, petits ou grands (galeries, tranchées, puits), au service du (S) ou de la collectivité urbaine. Le réseau de canalisations souterraines (conduites de gaz, d'eau, réseaux d'égouts, etc.) peut être soumis à de cotes piézométriques différentes de celles du (T) environnant ; ce fait est souvent à l'origine de dégradations dues à la circulation des fluides : ruptures des conduites ou occlusions modifiant à leur tour l'écoulement des eaux et l'état de sollicitation du (T). D'autre part, la phase de conception et d'édification des monuments coïncide rarement avec les échéances strictement établies par l'ensemble des opérations techniques et administratives. Autrefois, comme de nos jours d'ailleurs, les travaux de construction subissaient des retards ou des suspensions dus notamment à l'interruption des financements, au comportement versatile des commettants, aux imprévus survenant en cours de travaux, aux impérities de la conception et de la réalisation des ouvrages. Ajoutons que la substitution des concepteurs, des maîtres d'œuvre, des conseillers, des maîtres de l'ouvrage, des adjudicataires, conduisait à des interruptions plus ou moins longues, suivies de modifications, parfois substantielles, du projet original.

La durée des travaux dépassait fréquemment l'arc d'une génération, si tant est que les maîtres d'œuvre d'antan mettaient en compte les risques de l'exposition aux intempéries des édifices inachevés, comme en témoignent les archives qui mentionnent les coûts supplémentaires entraînés par les interventions provisoires de protection de la maçonnerie.

Il arrive que les modifications subies dans le temps par (S), (F) et (T) conduisent à une interpénétration de (T) + (F) et (S) si profonde, qu'il est presque impossible de déterminer les limites physiques de ces éléments ou, comme le dit Eugenio Battisti, de distinguer la nature *artificiata* de la nature *naturata* (Fig. 5).



**FIG. 5** Les fondations (F) et les structures (S) doivent être considérées comme partie intégrante de l'assise rocheuse (T), dont bien souvent elles ne se distinguent pas. L'illustration représente la petite ville de Calcata, dans le Latium.

Masonry constructions (S), foundations (F) and ground (T) can hardly be distinguished and should be considered integral parts of a single system. Figure illustrates the small village of Calcata (Latium) near of Rome.

On dit alors, au sens technique du terme, que (S), (F) et (T) sont si *fortement connexes* que le comportement de (F) + (S) dépend étroitement des phénomènes que subit (T) et vice versa. C'est pourquoi bon nombre d'états limites, observés en (S), découlent du comportement mécanique de (T) ; d'autre part, le comportement mécanique des structures d'un monument ancien est régi par des facteurs spécifiques tels que l'action de son propre poids dans le temps, les péripéties compliquées et souvent méconnues des modifications subies par les bâtiments au cours de leur histoire ; mais surtout, la sensibilité considérable acquise par les (S) au fil des interventions de réfection de l'édifice, notamment lorsque ces dernières ont été effectuées avec des matériaux dont les propriétés mécaniques sont différentes de celles utilisées à l'origine. La longue exposition aux divers facteurs environnementaux, physiques et chimiques, les effets des déformations subies et des actions géotechniques (fouilles, vibrations, séismes, subsidences, oscillations de la nappe phréatique, etc.) transmis au (T) (Fig. 6), sont la source de cette sensibilité particulière conduisant à une fragilisation des structures (S). A l'évidence, toute approche de conservation d'un (M) doit prendre en considération ces facteurs spécifiques, car leur incidence requiert des réponses appropriées aux problèmes complexes de conception. Leurs solutions dépendent de l'identification de points géotechniques *critiques* ; ceux-ci surgissent à cinq moments fondamentaux de la conception du projet de sauvegarde. Le premier point se manifeste au moment où l'auteur du projet est appelé à se prononcer sur les états limites structurels observés en (S), pouvant être attribués à des mouvements du sol (T). Le second se pose lorsqu'il devient nécessaire de préciser si un état limite *structurel* évident doit être attribué à un état limite *géotechnique*, caractérisé par un *mécanisme* au sein du sol (T).

La programmation et la mise en œuvre d'une *enquête* adéquate afin de déterminer le mécanisme que recèle le (T) représente le troisième type de problèmes qu'il est indispensable d'affronter. Le travail se poursuit par le choix d'un *renfort géotechnique*, capable d'accroître la sécurité de (S) vis-à-vis d'un tel mécanisme. Enfin, la dernière étape correspond à la laborieuse prévision des effets *indésirables* possibles d'une stabilisation géotechnique – par exemple une modification de (F) – sur un bâtiment *sensible*, notamment lorsque les travaux doivent se dérouler, comme il arrive, sans interrompre l'exploitation du (M). Cette dernière étape comporte l'évaluation de deux éléments :

- le taux de charge transférée sur une (F) modifiée ;
- les effets d'une modification de (F) dans la répartition des sollicitations auxquelles est soumise la (S), conçue à l'origine avec une (F) différente.

3

## Les interventions de stabilisation

Les interventions de stabilisation géotechnique peuvent varier selon qu'il s'agit de prévention, de sauvegarde, de réhabilitation, de renforcement, de restructuration. Celles-ci visent en général à l'amélioration des rapports de (S) avec (F) + (T), accompagnés de mesures concernant (F) ou (T) ou les deux ; on les réalise selon des processus spéciaux qui font l'objet de la publication *Constructions géotechniques spéciales* (Jappelli,



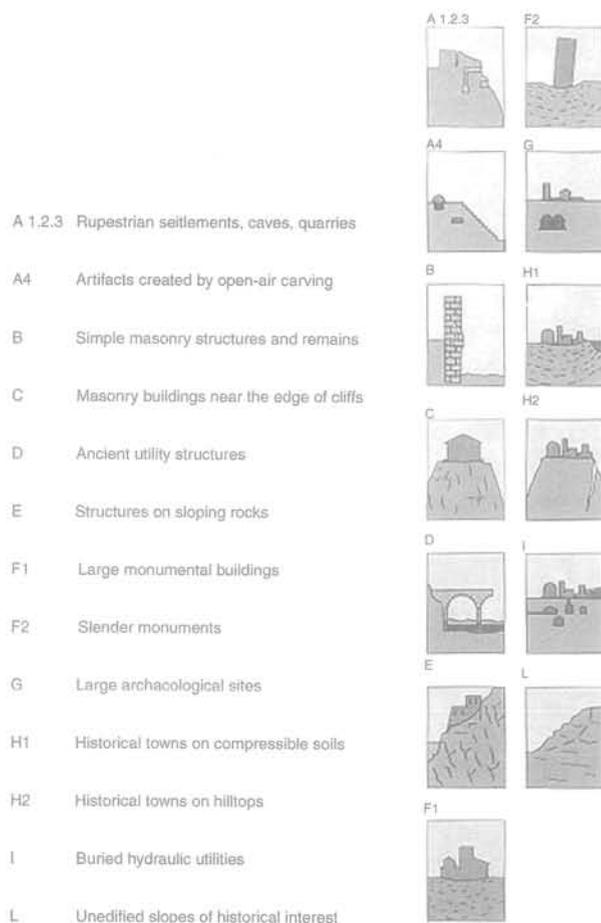
**FIG. 6** L'examen de sources historiques permet de détecter l'aggravation des affaissements sur le long terme.  
 a) L'antique forteresse dite *Mastio di Mathilde*, à Livourne, du X<sup>e</sup> siècle, agrandie par A. da Sangallo, comme elle apparaît de nos jours (*Rassegna dei Beni Culturali*, 4, 1990).  
 b) Le même monument comme il apparaissait sur une photo de 1935 (tiré du volume *Toscana*, TCI, 1935).  
 The long-term progress of settlements can be discovered by inspecting historical evidence: a) The old Fortress « Mastio di Matilde », in Leghorn dated X century, enlarged by A. da Sangallo, as it appears today (*Rassegna dei Beni Culturali*, 4, 1990); b) The same monuments in a picture of 1935 (from Vol. *Toscana*, TCI, 1935).

2001). Dans chaque cas de sauvegarde d'un (M), on doit procéder en tenant compte de tous les états limites structurels qui peuvent dépendre de mouvements du (T), en évaluant les incertitudes liées à chacun des points ci-dessus mentionnés.

En résumé, l'intervention ne peut être efficace que si les composantes structurelles et géotechniques du problème sont considérées dans leur ensemble; autrement dit, si le (T), les (F) et les (S) sont considérés comme parties intégrantes d'un unique ensemble physique (M) = (S) + (F) + (T) que l'on désignera ici sous l'expression *système sol-monument* (Fig. 7). Il est vrai que le respect de l'unité du problème, dans tout raisonnement théorique et pratique de l'aspect technique,

présente des difficultés, d'autant plus que le comportement de l'ensemble du *système sol-monument* dépend de la double interaction simultanée (T)-(F) et (F)-(S). C'est pourquoi, le système T + F + S est qualifié de *complexe*, car interagissent, en son sein, des parties physiques souvent mal connues, qui diffèrent par leur caractère ou leur importance. Elles répondent de manière très différente aux sollicitations externes et leur interaction régit le comportement de l'ensemble, d'une manière difficilement prévisible quant à la tendance ou à l'ampleur des effets. La question apparaît dans toute sa complexité lorsque l'on tente de réunir des bribes de données concernant des sous-systèmes (qu'ils soient visibles ou non) afin de discerner si l'une de leurs parties (S), (F) ou (T) – et laquelle – a joué un rôle prépondérant dans le comportement du (M), autrement dit du *tout* que l'on observe aujourd'hui et que l'on entend interpréter:

« I do think that we did more then focus on the difficulties presented by structurally complex materials. »  
 J. KERISEL, 1977



**FIG. 7** Représentation schématique de systèmes caractéristiques (M) = (S) + (F) + (T) en situations géotechniques de complexité différentes entre les structures (S) et le sol (T) (tiré de Jappelli et al., 1991).

Schematic representation of typical systems (M) = (S) + (F) + (T) in geotechnical situations of different complexity concerning the relation between structures (S) and ground (T) (from Jappelli et al., 1991).

En raison des énormes difficultés rencontrées lorsqu'on envisage une solution rigoureusement unitaire, le fractionnement du problème en éléments plus simples est inévitable; cependant, toute évaluation ou prise en compte incluant dans (T) les (F) sous leur profil géotechnique d'une part et, d'autre part, ces mêmes (F) sous un point de vue structurel, devraient être recommandées et encouragées chaque fois qu'elles aboutissent à l'analyse et à l'élimination des causes des différences majeures qui subsistent entre les résultats des deux formulations. Les incertitudes résident essentiellement dans l'examen historique (origines, modifications) d'un monument et notamment de ses parties invisibles (F) et (T). Soulignons que les bâtisseurs et les auteurs de projets d'autrefois n'ont laissé de leurs idées et des détails concernant la réalisation de leur œuvres que bien peu de traces et si d'aventure, elles existent, elles s'avèrent incomplètes et trop sommaires dans le cadre d'une analyse moderne, notamment de (F) et (T); le temps passant efface le souvenir de ceux qui ont généreusement contribué à la rédaction de textes de synthèse historique; les descriptions de terrains dignes de foi font défaut. Les fondations furent conçues jadis sur de vagues intuitions nées le plus souvent de préjugés et d'hypothèses sans grand fondement (Jappelli et Marconi, 1996). Cependant, la reconstitution détaillée de l'évolution des transformations de (S) + (F), imprimées dans (T) comme dans un palimpseste, est essentielle pour la sauvegarde du (M); elle requiert un méticuleux travail de recherche des sources historiques et une enquête approfondie sur l'état actuel du bâtiment; dans certains cas, l'étude des propriétés mécaniques des terrains concernés peut aboutir indirectement à des résultats intéressants. Par conséquent, les recherches géotechniques associées à des recherches historiques contribuent à déchiffrer les transformations des monuments (S):

« Those ancient structures still standing carry a message, which it is for us to decipher. »

J. KERISEL, 1985

L'expérience montre que les méthodes d'approche conventionnelle ne permettent pas souvent d'établir un dialogue subtil entre les différentes parties du système sol-monument. Pour obtenir des résultats, l'adoption de stratégies non conventionnelles, comme le procédé *step by step*, autrement dit l'approche souple fondée sur l'observation, s'avère indispensable. Cette méthode (Terzaghi, 1961) est largement utilisée en Génie géotechnique dans des situations où prévaut l'incertitude. Elle ne se résume pas, en réalité, à une simple observation passive des événements; elle s'articule, au contraire, en une série pondérée d'opérations, récemment codifiées par les normes européennes. Dans cette optique, l'auteur d'un projet de sauvegarde développe, dans un premier temps, une recherche suffisamment approfondie pour aboutir à la définition des lignes générales de la structure et des propriétés les plus significatives des terrains environnants. Puis, sur la base des données encore incertaines dérivant des analyses, il délimite le cadre de la situation la plus probable, tout en envisageant parallèlement une ou plusieurs situations possibles plus dégradées que la précédente. Après la formulation de l'hypothèse du comportement fondée sur la réalité la plus probable, intervient l'élaboration de la solution principale du projet. Toujours en phase de conception, vient ensuite l'identification de la grandeur la plus significative à

soumettre au contrôle pendant les travaux, dont on prévoit les valeurs par calcul, en adoptant les hypothèses relatives à la situation la plus probable possible. Successivement, d'autres séries de calculs fondés sur des hypothèses de situations jugées défavorables, sont développées. A ce stade, des solutions *subsidiaries* sont perfectionnées sur la base de ces prévisions plus circonstanciées qui tiennent compte, comparées aux hypothèses précédentes, des discordances défavorables toujours possibles, des résultats. Les solutions *subsidiaries* doivent naturellement être pertinentes et compatibles avec la solution principale.

Enfin, les valeurs *admissibles* des grandeurs significatives, au-delà desquelles la solution principale perdrait sa validité, sont établies. Un plan de mesures de contrôle simples – afin de ne pas trop interférer dans les opérations de chantier – est proposé, accompagné notamment d'élaborations parallèles, qui permettent au cours de la mise en œuvre, une vérification immédiate de l'admissibilité de la solution principale. Dans le cas où les niveaux de sécurité établis ne sont pas respectés, on est alors en mesure d'intégrer, en temps réel, la solution principale et les solutions *subsidiaries*. Pour que cette stratégie donne de bons résultats, il est indispensable que les solutions *subsidiaries* soient déjà disponibles et élaborées dans les moindres détails du projet, et qu'elles soient approuvées et prévues dans un contrat souple. La méthode de l'observation a trouvé son application dans de nombreux cas:

– fixée dès le départ de manière à contrôler les situations défavorables prévisibles et prévues;

– en cours de travaux, lorsque des erreurs ou même des surprises sont à craindre;

– avec un ajustement progressif, lorsque les variantes sont introduites graduellement et successivement pour adapter les solutions aux situations rencontrées en cours de travaux.

Dans certains cas, en substitution d'une véritable intervention du Génie, cette méthode peut s'appliquer en ne mettant en œuvre qu'une correction du facteur que l'on tient sous contrôle, ceci, dans la double optique d'affiner le modèle d'interprétation et de contribuer à une plus grande sécurité. Cette stratégie peut porter ses fruits dès lors qu'après d'opportunes études approfondies, l'on ait mis en évidence le facteur prédominant à corriger. La *gradation*, qu'il ne convient d'adopter que dans le cadre d'un plan général, se justifie pour des interventions sur des systèmes hautement sensibles dont la réponse demeure incertaine, mais également pour d'évidentes raisons de prudence, comme dans le cas de la Tour de Pise. Cette stratégie, fondée sur l'adéquation continue des prévisions au comportement réel du système, suppose une capacité de prise de décisions rapides, une complète autonomie des organes responsables, une grande souplesse de l'aspect administratif; en définitive, elle n'a sa raison d'être que dans le cadre d'une révision permanente du projet de sauvegarde (Jappelli, 1999). Le développement de la science du comportement des (M) repose sur la quantité et l'intégration de connaissances spécifiques, contribuant à combler les lacunes en la matière. Il faut donc souligner l'importance des chroniques de cas particuliers (Aito Farulla, Battisti et Jappelli, 1988), étayés par un minutieux examen direct et une interprétation qualifiée, qui mettent en évidence les effets sur (S) des déplacements du (T) et toute autre trace utile à la restitution de l'assise originelle des sites historiques (Kerisel,

1996). Néanmoins, le compte rendu critique et l'interprétation des *case histories* doivent s'insérer dans un contexte historique général (Kerisel, 1987), seule issue possible qui permette d'objectiver les résultats extrapolés des cas particuliers et de parvenir à des critères et à des recommandations générales unitaires sur les recherches, dans le choix des projets et des calculs de vérification. Aussi, l'accumulation et l'intégration des connaissances concernant les monuments (M) sont-elles fondées sur un procédé graduel et souple : *learn as you go*. Dans le diagramme idéal du raisonnement (Fig. 8), les contributions des autres disciplines se greffent à des moments et à des étapes, décalés dans le temps. Ces apports, traduits en hypothèses provisoires, seront à valider et éventuellement à corriger, afin de tenir compte de tout concept nouveau susceptible de construire un ensemble de connaissances à partir d'éléments fragmentaires.

« I concì, una volta sciolti dalla concatenazione formale che l'artista ha loro imposto, rimangono inerti e non conservano nessuna traccia efficiente della unità in cui erano stati convogliati dall'artista. Sarà come leggere delle parole in un dizionario, quelle stesse parole che il poeta aveva raggruppate in un verso, e che sciolte dal verso, ritornano dei gruppi semantici e nulla più. »

C. BRANDI, 1977

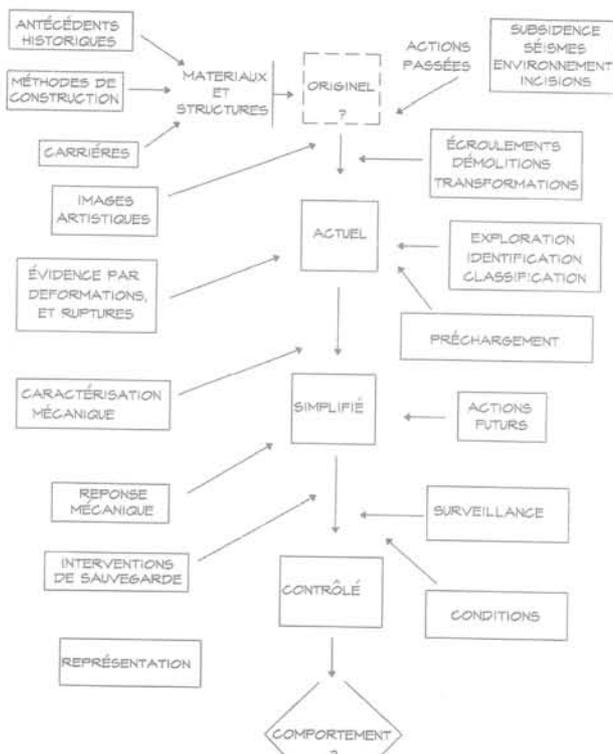


FIG. 8 Représentation schématique des étapes de la transition d'un système (M) = (S) + (F) + (T) de l'état d'origine à l'état de contrôle. Steps in the transition of a Ground-Monument System (M) = (S) + (F) + (T) from the original to the controlled situations.

Les hypothèses de travail préliminaires, issues d'autres domaines des sciences humaines (l'histoire, l'archéologie, etc.) seront graduellement validées, et progressivement corrigées sur le long terme, à la lumière d'éléments nouveaux concernant le comportement réel du système qui, inversement, pourra à son tour apporter un éclairage inédit sur des événements historiques et/ou donner des lignes directrices à des recherches archéologiques (Croce, 1985 ; Jappelli, 1996). Une tentative de ce genre est en cours depuis quelques années, pour le compte de la Surintendance archéologique de Rome, dans le cadre d'une étude élargie du Colisée, regroupant de nombreux spécialistes (chercheurs universitaires) dans cinq domaines : l'histoire, l'archéologie, les structures, la géotechnique, la représentation (Croci, Sommella, Manieri Elia, Docchi, Jappelli et al. 2000). La stratégie, fondée sur l'observation prolongée du comportement, tend à lier étroitement le chantier des travaux, à celui de la science, elle a l'avantage de freiner l'engouement de l'auteur d'un projet pour une solution particulière ; elle incite à l'abandon de solutions lorsque l'acquisition d'un grand nombre de connaissances débouche sur une impasse ; elle réduit le recours à des interventions pesantes qui sont parfois à l'origine de nouvelles requêtes de traitements *iatrogènes* visant à remédier aux dégâts causés par des interventions précédentes ; et enfin, elle favorise le débat, la réflexion et la critique constructive.

4

## Conclusion

L'expérience montre que, pour des projets de longue haleine, le problème de la conservation des monuments doit être résolu, par l'adoption d'une philosophie fondée sur le principe de « la pensée minimale » qui récuse l'*ingénierie instantanée* et met sur pied une stratégie qui, tout en respectant le monument, privilégie une vision intégrée de l'espace physique et du temps historique, découlant d'une synthèse patiente et courageuse de toutes les composantes culturelles, y compris les apports des nombreuses disciplines hors de la sphère habituelle du Génie civil. Le recours à cette *stratégie* fortifie la confiance accordée aux grandes capacités du Génie civil et nourrit l'espoir de pouvoir encore longtemps contempler un monument, aussi endommagé soit-il (Macaulay, 1953). Du reste, la grandeur impérissable d'Athènes n'a-t-elle pas ses origines dans sa capacité de guider le progrès, faisant référence à ses racines historiques :

« Her citizens, imperial spirits, rule the present from the past. »

A.N. WHITEHEAD, 1929

En invoquant l'indulgence du lecteur pour la difficulté d'un thème peut-être trop ambitieux, le vieux professeur de géotechnique à la retraite que je suis, fait une fois de plus appel à la sagesse d'un *Maestro di colore che sanno* (titre donné par Dante Alighieri à Aristote, dans *les limbes, Divine comédie, livre de L'Enfer*) :

« The aging effect improves the quality of clays, not that of men. »

J. KERISEL, 1996

- Airo' Farulla C., Battisti E., Jappelli R. – Geotechnical engineering for the preservation of monuments and historical sites: the Italian case. *Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Restoration Works on Infrastructures and Monuments*, Bangkok, December 1988.
- Brandi C. – *Teoria del restauro*. Einaudi, 1977.
- Croce A. – Old monuments and cities. Research and preservation. *Geotechnical Engineering in Italy, an overview*, ISSMFE Golden Jubilee, AGI, 1985.
- Croci G., Sommella P., Manieri Elia M., Docci M., Jappelli R., et al. – Il Restauro del Colosseo, Quaderno n° 1, Roma, Giugno, 2000.
- Jappelli R., Airo' Farulla C., Bosco G., Buono R., Casciato M., Cinque G.E., Croce P., Ercoli L., Rizzo S., Tascio M., Viggiani C. – The contribution of Geotechnical Engineering to the Preservation of Italian Historic Sites. *X European Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, AGI, Firenze, 1991.
- Jappelli R. – An integrated approach to the safeguard of monuments: the contribution of Arrigo Croce. *A. Croce Symp., Naples, in Geot. Eng. for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, Balkema, Rotterdam, 1996.
- Jappelli R., Marconi N. – Recommendations and prejudices in the realm of Foundation Engineering: a historical review – *A. Croce Symp., Naples, in Geot. Eng. for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, Balkema, Rotterdam, 1996.
- Jappelli R., et al. – Interdiction of the access to the Tower of Pisa, Workshop, Pisa July.
- Jappelli R. (1999) – *Principi di progettazione geotecnica*. Ed. Hevelius, 1999.
- Jappelli R. – *Le Costruzioni Geotecniche Speciali*. Hydrogeo, Rimini, Maggioli Ed., Maggio (a cura di D. Cazzuffi), 2001.
- Kerisel J. – Address. *Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations*, A.G.I., Capri, September 1977a, vol. II, p. 152.
- Kerisel J. – Concluding remarks. *Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations*, AGI, Capri, vol. II, September 1977b.
- Kerisel J. – The history of geotechnical engineering up until 1700. *Golden Jub. Book*, XI Conf. ISSMFE, San Francisco, Balkema, Rotterdam, 1985.
- Kerisel J. – *Down to earth. Foundations Past and Present: The invisible Art of the Builder*. Balkema, Rotterdam, 1987.
- Kerisel J. – Geotechnical problems in the Egypt of Pharaohs. *A. Croce Symp., Naples, in Geot. Eng. for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, Balkema, Rotterdam, 1996.
- Macaulay R. – *Pleasure of ruins*. Weidenfeld and Nicolson, London, 1953.
- Terzaghi K. – Past and future of Applied Soil Mechanics. *J. Soc. Civ. Eng.*, April 1961.
- Viggiani C. – The Tower of Pisa is back to the future, in Springman S. (ed.) *Constitutive and centrifuge geotechnical modelling: two extremes*, Proceedings of the Workshop held at Monte Verità, Ascona, 8th-13th July (in press), Springer Verlag, 2001.
- Whitehead N.A. – *Universities and their functions. The Aims of Education*. The MacMillan Co., The New American Library, NY, 1949.

# Comparaison de plusieurs modes de prise en compte de la sécurité dans la vérification de la capacité portante ultime des fondations superficielles

T. RICHIR

ANAST  
Université de Liège  
Bat. B52  
Chemin des Chevreuils, 1  
4000 Liège, Belgique  
thomas.richir@ulg.ac.be

J.-P. RADU  
R. CHARLIER

GEOMAC  
Université de Liège  
Bat. B52  
Chemin des Chevreuils, 1  
4000 Liège, Belgique  
jean-pol.radu@ulg.ac.be  
robert.charlier@ulg.ac.be

## Résumé

Le présent article reprend une comparaison des résultats obtenus suivant les règles pratiques utilisées en Belgique, les règles françaises et l'Eurocode 7-1, dans la vérification de la capacité portante des fondations superficielles. On considère, à cet effet, une semelle carrée en béton armé construite sur des sols dont on dispose à la fois de résultats d'essais triaxiaux, pressiométriques et pénétrométriques. On étudie ainsi, en tenant compte de la sécurité, l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée  $R_d/V_d$  en fonction de différents paramètres, à savoir :

- les dimensions de la semelle ;
- la profondeur d'encastrement de la semelle ;
- la profondeur de la nappe phréatique ;
- l'excentricité de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué selon la largeur de la semelle ;
- l'inclinaison de la charge, ou plutôt l'effort horizontal appliqué selon la largeur de la semelle.

**Mots-clés :** capacité portante, fondation superficielle, sécurité, Eurocode 7-1, Fascicule 62-V, DTU 13.12, pratique belge.

## Comparison of several modes to take into account the safety in the verification of the ultimate bearing capacity of shallow foundations

## Abstract

This paper shows a comparison of the results obtained following the practical rules used in Belgium, the French standards and Eurocode 7-1, in the verification of the bearing capacity of shallow foundations. We consider, for this purpose, a reinforced concrete square foundation. Three soils under foundations are considered as for them we have results of triaxial tests, pressuremeter tests and penetrometer tests. We study thus, by taking account of safety, the evolution of the quotient between the bearing capacity and the applied load  $R_d/V_d$  according to various parameters, namely :

- dimensions of the foundation ;
- depth of the foundation ;
- depth of the ground water ;
- eccentricity of the load, or rather the bending moment applied according to the width of the foundation ;
- slope of the load, or rather the horizontal load applied according to the width of the foundation.

**Key words :** bearing capacity, shallow foundation, safety, Eurocode 7-1, Fascicule 62-V, DTU 13.12, belgian practical rules.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2006.

## Introduction

Une version définitive de la norme européenne EN 1997-1, Eurocode 7 : calcul géotechnique. Partie 1 : règles générales, étant parue en avril 2002, il semblait opportun d'étudier l'impact de cette nouvelle norme dans le dimensionnement des fondations.

Selon cet objectif, le présent article donne une comparaison des résultats obtenus suivant les règles pratiques utilisées en Belgique, les règles françaises et l'Eurocode 7-1, dans la vérification de la capacité portante des fondations superficielles. On considère, à cet effet, une semelle carrée en béton armé construite sur des sols dont on dispose à la fois de résultats d'essais triaxiaux, pressiométriques et pénétrométriques. On étudie ensuite, en tenant compte de la sécurité, l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée  $R_d/V_d$  en fonction de différents paramètres, à savoir :

- les dimensions de la semelle ;
- la profondeur d'encastrement de la semelle ;
- la profondeur de la nappe phréatique ;
- l'excentricité de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué selon la largeur de la semelle ;
- l'inclinaison de la charge, ou plutôt l'effort horizontal appliqué selon la largeur de la semelle.

En Belgique, les ouvrages géotechniques sont conçus, encore aujourd'hui, de manière déterministe du point de vue de la sécurité. Les charges et les résistances sont calculées à l'aide d'un modèle mathématique bien déterminé et le dimensionnement est considéré comme satisfaisant lorsque les charges calculées sont au plus égales aux résistances calculées, divisées par un coefficient de sécurité global. Celui-ci sert, à lui seul, pour couvrir aussi bien les incertitudes relatives aux charges que celles concernant les paramètres du sol et le modèle de calcul. Sa valeur est déterminée de manière empirique et non par analyse du risque de ruine.

L'Eurocode 7-1 est une norme de calcul aux états limites, basée sur un concept semi-probabiliste de la sécurité. Les modèles de calcul sont conservés, on peut d'ailleurs, pour cette raison, qualifier l'Eurocode 7-1 de « norme chapeau », mais tous les paramètres à introduire sont considérés comme des variables à base stochastique. La valeur de calcul des paramètres est déterminée à partir d'une valeur caractéristique et d'un coefficient de sécurité partiel.

D'une manière générale, on définit la valeur caractéristique d'un paramètre comme la valeur pour laquelle il y a 5 % de probabilité que la valeur réelle soit plus défavorable. La valeur caractéristique peut être déterminée par analyse statistique ou peut être une valeur prescrite.

Les coefficients de sécurité partiels couvrent :

- les écarts défavorables par rapport aux valeurs caractéristiques ;
- les imperfections dans la modélisation.

Les valeurs de calcul sont introduites dans les modèles mathématiques, qui permettent de définir les effets des charges et les résistances. Le dimensionnement est satisfaisant lorsque les effets calculés sont au plus égaux aux résistances calculées.

Dans certains cas, on applique un facteur de modélisation qui tient compte des incertitudes relatives au modèle (modèle des actions, de leurs effets ou de la résistance) lorsque celles-ci ne sont pas suffisamment couvertes par les coefficients de sécurité partiels. Les facteurs de modélisation sont toujours liés à un modèle de calcul bien déterminé.

La valeur des coefficients de sécurité partiels devrait être calculée de manière telle que le risque de ruine de l'ouvrage soit inférieur à un seuil fixé, ce qui exigerait une analyse statistique approfondie pour laquelle on ne dispose pas de données suffisantes. Comme on souhaite éviter de rompre avec la pratique actuelle, la valeur des coefficients de sécurité partiels est déterminée par calibrage avec les méthodes actuelles de dimensionnement des ouvrages.

Les règles françaises considérées sont les suivantes :

- pour les bâtiments : le Document technique unifié (DTU) 13.12. *Calcul des fondations superficielles* (sur base de résultats d'essais triaxiaux) ;
- et pour les ouvrages de génie civil : le Fascicule 62-V *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil* (sur base de résultats d'essais pressiométriques et pénétrométriques).

Ces règlements aux états limites sont à situer entre les pratiques déterministes utilisées en Belgique et l'Eurocode 7-1. En effet, ces règles considèrent l'emploi de coefficients de sécurité partiels sur les actions mais pas sur les paramètres intervenant dans le calcul de la résistance pour laquelle elles utilisent un coefficient de sécurité global, du moins pour l'état limite ultime de défaut de capacité portante.

Les modèles de calcul de la capacité portante limite employés en Belgique et en France sont, généralement, différents. On distingue donc, par la suite, les modèles belges, des modèles français, dans lesquels on introduit les coefficients de sécurité globaux, proposés par les règles et pratiques nationales, ou les valeurs de calcul déterminées selon l'Eurocode 7-1. Il est à noter qu'il est extrêmement difficile de donner des modèles de calcul « officiels » pour la Belgique, les bureaux d'études ayant quasiment leur propre modèle de calcul. On révèle ainsi un manque d'uniformité dans la pratique belge.

L'analyse des modèles de calcul de la capacité portante limite, utilisés en Belgique et en France, basés sur des résultats d'essais triaxiaux, pressiométriques et pénétrométriques ainsi que l'étude de la prise en compte de la sécurité dans la vérification de la capacité portante selon les pratiques déterministes utilisées en Belgique, les règles françaises et l'Eurocode 7-1 sont reprises en annexes. Ces paragraphes contiennent toutes les formules et valeurs numériques des coefficients utilisés dans cet article et sont conçus de manière à pouvoir être utilisés facilement lors d'un dimensionnement géotechnique de fondations.

Il est à noter que la comparaison des résultats obtenus avec l'Eurocode 7-1 appliqué à un modèle de calcul national et les règles ou pratique de ce même pays, peut servir à la détermination d'un coefficient de modèle permettant le calibrage des résultats obtenus. En effet, les documents d'application nationale DAN relatifs à l'Eurocode 7-1, dans lesquels les coefficients de modèle devront se trouver, sont toujours à l'étude.

## Vérification de la capacité portante d'une semelle carrée : étude paramétrée

On étudie dans ce paragraphe l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée  $R_d/V_d$  d'une semelle carrée en béton armé, construite sur des sols dont on dispose de résultats d'essais triaxiaux, pressiométriques et pénétrométriques, en prenant en compte, dans les calculs, la sécurité. La détermination de la capacité portante limite est réalisée suivant les modèles belges et français. La prise en compte de la sécurité est, quant à elle, conforme aux règles pratiques utilisées en Belgique, au Fascicule 62-V ou au DTU 13.12 et à la norme européenne, l'Eurocode 7-1, qui, peut être appliquée, en tant que « norme chapeau », aux modèles de calcul de la capacité portante limite utilisés en Belgique ou en France.

Pour une semelle de dimensions données et des résultats d'un type d'essai, un rapport  $R_d/V_d$  est donc calculé suivant :

- les règles pratiques utilisées en Belgique ;
- le Fascicule 62-V ou le DTU 13.12 ;
- l'Eurocode 7-1 appliqué aux modèles de calcul utilisés en Belgique ;
- l'Eurocode 7-1 appliqué aux modèles de calcul recommandés par le Fascicule 62-V.

L'évolution du rapport  $R_d/V_d$  est étudiée en fonction de différents paramètres à savoir :

- les dimensions de la semelle  $B = L$  ;
- la profondeur d'encastrement de la semelle  $D$  ;
- la profondeur de la nappe phréatique  $H_w$  ;
- l'excentricité de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué selon la largeur  $B$ ,  $M_B$ , dont l'expression choisie arbitrairement, est la suivante :

$$M_B = 2/3 M_{B,perm} + 1/3 M_{B,var}$$

où  $M_{B,perm}$  : moment selon la largeur  $B$  dû aux charges permanentes ;

$M_{B,var}$  : moment selon la largeur  $B$  dû aux charges variables ;

- l'inclinaison de la charge, ou plutôt l'effort horizontal appliqué selon la largeur  $B$ ,  $H_B$ , dont l'expression choisie arbitrairement, est la suivante :

$$H_B = 2/3 H_{B,perm} + 1/3 H_{B,var}$$

où  $H_{B,perm}$  : sollicitation horizontale selon la largeur  $B$  due aux charges permanentes ;

$H_{B,var}$  : sollicitation horizontale selon la largeur  $B$  due aux charges variables.

**NB :** Pour plus de facilité, on ne considère qu'un seul cas de charges variables.

L'expression de  $M_B$  et  $H_B$  intervient dans le calcul des combinaisons d'actions.

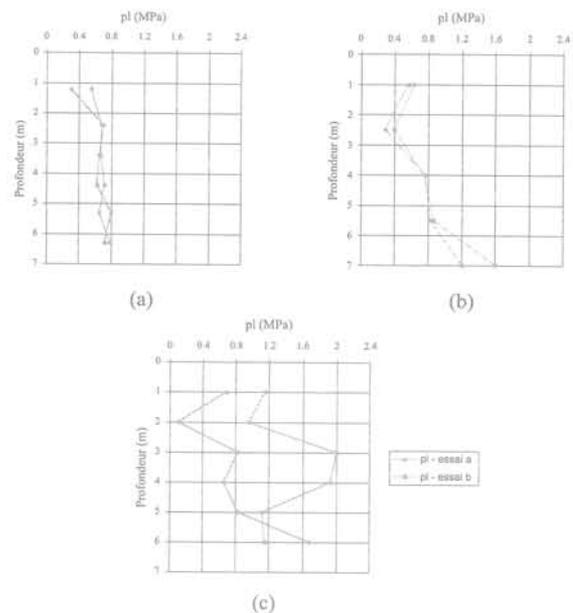
Les sols considérés sont ceux de Wavre-Sainte-Catherine, Limelette et Lommel. Wavre-Sainte-Catherine (Sint-Katelijne-Waver) est situé dans la province d'Anvers (Belgique), le sol y est composé d'argile et la nappe phréatique est détectée à 0,50 m de profondeur. Limelette se situe dans la province du Brabant Wallon (Belgique), on y trouve un sol limoneux et une nappe phréatique à 40 m de profondeur. Lommel est localisé

dans la province du Limbourg (Belgique), le sol y est composé de sable et la nappe phréatique est repérée à 3 m de profondeur. Les caractéristiques géotechniques de ces différents sols sont reprises au tableau I et aux figures 1 et 2.

**TABLEAU I** Résultats d'essais de laboratoire réalisés sur des échantillons prélevés à faible profondeur.

Results of laboratory tests carried out on samples taken with low depth.

Sites	Wavre-Ste-Catherine	Limelette	Lommel
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	15,2	15,9
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,8	18,8	18,5
$c'$ (kPa)	32	indisponible	indisponible
$\phi'$ (kPa)	21,8	indisponible	indisponible



**FIG. 1** Essais pressiométriques :  $p_1 = f(\text{prof})$ . (a) Wavre-Ste-Catherine ; (b) Limelette, (c) Lommel.

Pressuremeter tests :  $p_1 = f(\text{prof})$ .

Les sollicitations verticales de référence utilisées sont les suivantes :

- charges permanentes :  $V_{perm} = 600$  kN ;
- charges variables :  $V_{var} = 300$  kN.

De plus, lorsque l'on étudie l'évolution du rapport  $R_d/V_d$  en fonction d'un des paramètres, les autres paramètres sont fixés aux valeurs de référence suivantes :

- $B = L = 2$  m ;
- $D = 1,5$  m ;
- $M_B = 0$  kNm ;
- $H_B = 0$  kN.

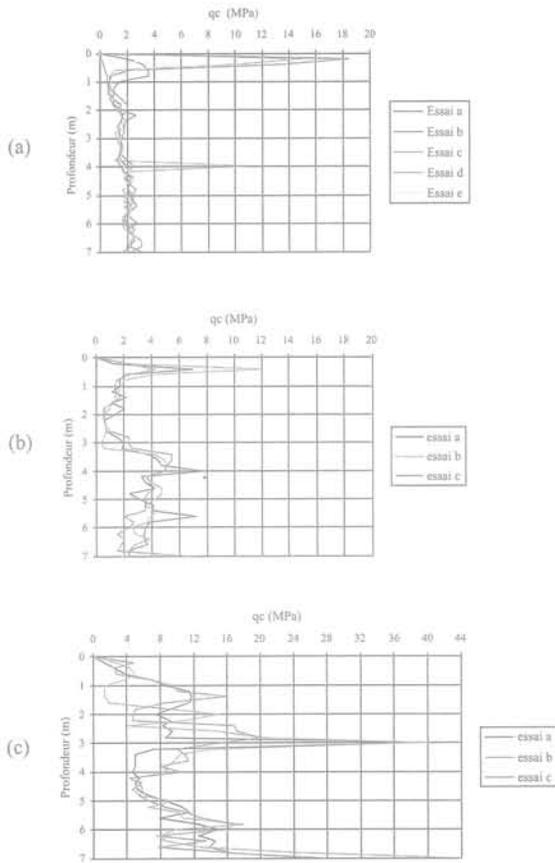


FIG. 2 Essais pénétrométriques :  $q_c = f(\text{prof.})$ .  
 (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette,  
 (c) Lommel  
 Penetrometer tests :  $q_c = f(\text{prof.})$ .

La légende des graphiques, présentés dans les pages qui suivent, est reprise ci-dessous :

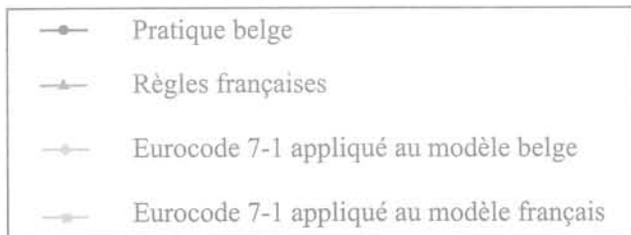


TABLEAU II  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais pressiométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Pressuremeter tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,490	(Réf.)	0,795	(Réf.)	1,145	(Réf.)
Pratique belge	0,408	- 16,7	0,734	- 7,7	1,073	- 6,3
Eurocode 7-1/modèle belge	0,525	7,1	1,009	26,9	1,473	28,6
Eurocode 7-1/modèle français	0,709	44,7	1,150	44,7	1,657	44,7
<b>B (m)</b>		<b>1,5</b>		<b>2,0</b>		<b>2,5</b>

## 2.1

### Évolution du rapport $R_d/V_d$ en fonction des dimensions $B = L$

Tous les graphes, repris ci-dessous, montrent, bien entendu, une croissance du rapport  $R_d/V_d$  en fonction de  $B$ . De plus, on constate que le site de Lommel présente une capacité portante plus élevée que les deux autres sites considérés qui montrent, quant à eux, une capacité portante équivalente.

#### 2.1.1

#### Essais pressiométriques (Fig. 3 et Tableau II)

Les valeurs de  $R_d/V_d$  obtenues avec l'Eurocode 7-1 appliqué tant au modèle belge qu'au modèle français sont supérieures à celles issues des règles nationales.

Les règles françaises donnent des résultats plus favorables que la pratique belge, excepté pour le site de Limelette. En effet, le coefficient pressiométrique, pour les limons, proposé par Briaud est plus important que celui donné par le Fascicule 62-V (Fig. A.1 et Tableau A.8).

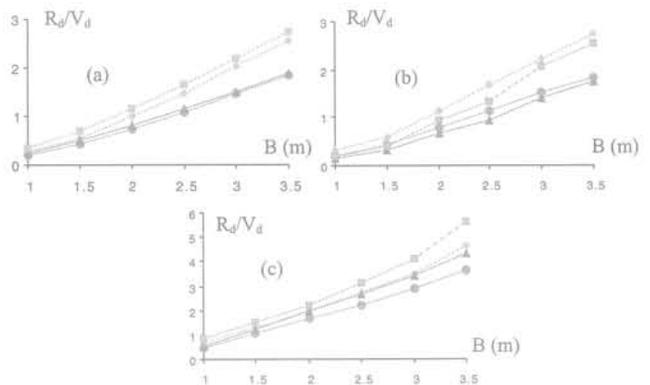


FIG. 3  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais pressiométriques.  
 (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette,  
 (c) Lommel.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Pressuremeter tests.

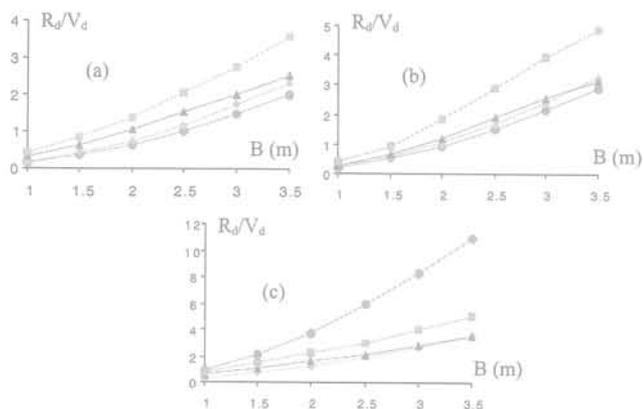
#### 2.1.2

#### Essais pénétrométriques (Fig. 4 et Tableau III)

Les valeurs de  $R_d/V_d$  obtenues avec l'Eurocode 7-1 appliqué tant au modèle belge qu'au modèle français sont supérieures à celles issues des règles nationales, excepté pour l'Eurocode 7-1 appliqué au modèle belge avec le sol de Lommel. Cela s'explique par l'hétérogénéité dans les mesures obtenues pour la résistance de

**TABEAU III**  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais pénétrométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Penetrometer tests, Wavre-Ste-Catherine.

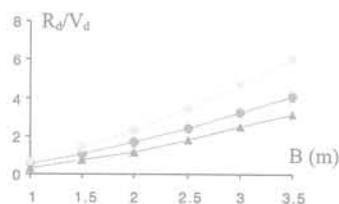
	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,640	(Réf.)	1,039	(Réf.)	1,531	(Réf.)
Pratique belge	0,344	- 46,3	0,637	- 38,7	1,019	- 33,4
Eurocode 7-1/modèle belge	0,401	- 37,3	0,740	- 28,8	1,181	- 22,9
Eurocode 7-1/modèle français	0,816	27,5	1,382	33,0	2,071	35,3
<b>B (m)</b>		<b>1,5</b>		<b>2,0</b>		<b>2,5</b>



**FIG. 4**  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais pénétrométriques.  
 (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Penetrometer tests.

pointe  $q_c$ . En effet, l'Eurocode 7-1 considère les profils pénétrométriques séparément (Annexe A.2.3.6) tandis que les règles nationales se basent sur un profil pénétrométrique moyen. L'Eurocode 7-1 est donc plus sensible à une faible valeur de  $q_c$  mesurée lors d'un essai, comme cela se produit pour le site de Lommel. Cette remarque n'apparaît pas pour l'Eurocode 7-1 appliqué au modèle français car celui-ci ne se base pas sur une valeur de  $q_c$  ponctuelle mais sur une valeur moyenne de  $q_c$  autour de la base de la fondation à savoir  $q_{ce}$  (cf. A.1.3.1 et A.1.3.2).

Les règles françaises donnent des résultats plus favorables que la pratique belge excepté pour le site de Lommel où on peut trouver une inclusion plus résistante à la profondeur  $D = 1,5$  m (Fig. 2), ce qui se traduit par  $q_c(D) > q_{ce}(D)$  et donc une valeur plus élevée de la capacité portante.



**FIG. 5**  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Triaxial tests Wavre-Ste-Catherine.

**TABEAU IV**  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Triaxial tests Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,688	(Réf.)	1,191	(Réf.)	1,790	(Réf.)
Pratique belge	0,999	45,2	1,636	37,4	2,375	32,7
Eurocode 7-1	1,316	91,3	2,273	90,8	3,416	90,8
<b>B (m)</b>		<b>1,5</b>		<b>2,0</b>		<b>2,5</b>

### 2.1.3

#### Essais triaxiaux (Fig. 5 et Tableau IV)

Les valeurs de  $R_d/V_d$  obtenues avec l'Eurocode 7-1 sont supérieures à celles issues des règles nationales.

La pratique belge donne des résultats plus favorables que les règles françaises.

### 2.2

#### Évolution du rapport $R_d/V_d$ en fonction de l'encastrement D (Figs. 6, 7 et 8 et Tableaux V, VI et VII)

L'évolution du rapport  $R_d/V_d$  avec la profondeur d'encastrement de la semelle D est bien entendu fonction de l'évolution de la résistance du sol avec la profondeur, traduite par les profils pressiométriques et pénétrométriques (Figs. 1 et 2).

Notons que c'est le modèle pénétrométrique belge qui est le plus sensible aux variations de la résistance du sol avec la profondeur étant donné que ce modèle se base sur une résistance de cône ponctuelle, à savoir celle à la profondeur D,  $q_c(D)$ . Les autres modèles utilisent des valeurs moyennes autour de la base de la fondation, à savoir  $p'_{le}(D)$  et  $q_{ce}(D)$ . Il est donc utile de préciser que les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  obtenues sur base du modèle pénétrométrique belge ne sont à considérer telles quelles que si elles augmentent avec la profondeur D. Sinon, pour une série de valeurs du rapport  $R_d/V_d$  décroissantes, c'est la plus petite des valeurs de la série qu'il faut considérer.

Exception faite du modèle pénétrométrique belge, les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  augmentent avec la profondeur, ce qui est logique vu la relative homogénéité des sols étudiés.

Notons que les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  obtenues sur base de résultats d'essais triaxiaux ne sont pas rigoureuses étant donné qu'elles ont toutes été calculées avec les paramètres de résistance  $c$  et  $\phi$  mesurés sur un échantillon prélevé à une profondeur située entre 2,20 et 2,60 m (Tableau I).

La position des courbes les unes par rapport aux autres dans un même graphe est similaire à celle

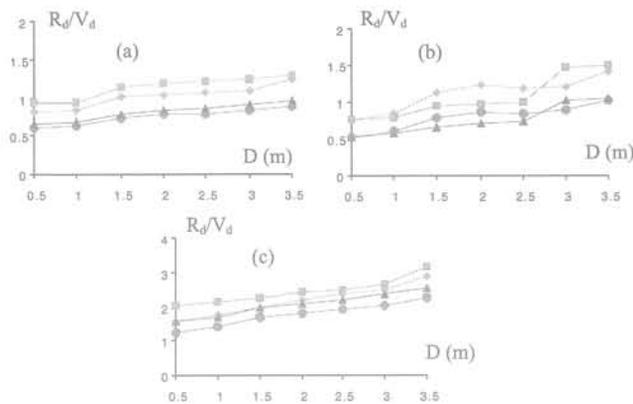


FIG. 6  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais pressiométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  
 $R_d/V_d = f(D)$ . Pressuremeter tests.

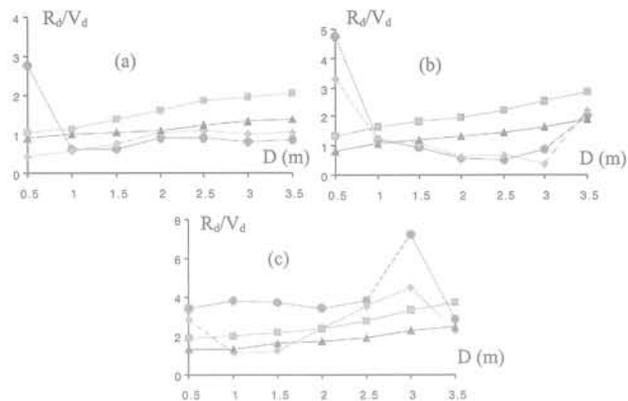


FIG. 7  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais pénétrométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  
 $R_d/V_d = f(D)$ . Penetrometer tests.

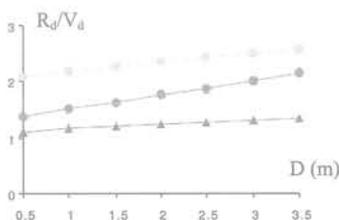


FIG. 8  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(D)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

TABLEAU V  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais pressiométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(D)$ . Pressuremeter tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,795	(Réf.)	0,835	(Réf.)	0,872	(Réf.)
Pratique belge	0,734	- 7,7	0,774	- 7,3	0,794	- 8,9
Eurocode 7-1/modèle belge	1,009	26,9	1,050	25,7	1,064	22,0
Eurocode 7-1/modèle français	1,150	44,7	1,180	41,3	1,205	38,2
D (m)	1,5		2,0		2,5	

TABLEAU VI  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais pénétrométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(D)$ . Penetrometer tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	1,039	(Réf.)	1,116	(Réf.)	1,246	(Réf.)
Pratique belge	0,637	- 38,7	0,928	- 16,8	0,907	- 27,2
Eurocode 7-1/modèle belge	0,740	- 28,8	1,036	- 7,2	1,082	- 13,2
Eurocode 7-1/modèle français	1,382	33,0	1,621	45,3	1,853	48,7
D (m)	1,5		2,0		2,5	

TABLEAU VII  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(D)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	1,191	(Réf.)	1,230	(Réf.)	1,269	(Réf.)
Pratique belge	1,636	37,4	1,762	43,3	1,887	48,7
Eurocode 7-1	2,273	90,8	2,352	91,2	2,429	91,4
D (m)	1,5		2,0		2,5	

observée dans les différents graphiques du rapport  $R_d/V_d$  en fonction des dimensions  $B = L$ , les éventuels changements étant dus à la façon de prendre en compte l'hétérogénéité du sol dans chacun des modèles, et s'explique par les mêmes raisons. Il est donc inutile de reprendre ces observations dans ce paragraphe.

### 2.3

## Évolution du rapport $R_d/V_d$ en fonction de la profondeur de la nappe phréatique $H_w$

L'influence de la profondeur de la nappe phréatique est quasi négligeable. Il nous paraît donc inutile de donner les graphes obtenus.

En effet, pour les modèles en contraintes totales, c'est-à-dire les modèles extraits du Fascicule 62-V, la prise en compte de la nappe phréatique n'intervient que dans l'utilisation d'un poids volumique du sol à l'état sec,  $\gamma$ , ou à l'état saturé,  $\gamma_{sat}$ .

Dans les modèles en contraintes effectives, c'est-à-dire les modèles belges et la méthode  $[c', \phi']$ , la prise en compte de la nappe phréatique intervient, d'une part, dans l'utilisation d'un poids volumique du sol à l'état sec,  $\gamma$ , ou déjaugé,  $\gamma_{sat} - \gamma_w$  et, d'autre part, en considérant la poussée d'Archimède comme action extérieure. Néanmoins, la poussée d'Archimède reste faible par rapport aux charges appliquées et le déjaugage du poids volumique du sol a peu d'effets dans le calcul de la capacité portante limite. Par exemple dans le modèle pressiométrique, la pression due à l'eau étant très faible par rapport aux pressions limites mesurées lors de l'essai, son influence est négligeable lors du calcul des pressions limites nettes.

**NB :** La nappe phréatique peut poser des problèmes dans l'exploitation des résultats d'essais *in situ*. En effet, ceux-ci sont parfois affectés de manière très importante par le phénomène de succion.

### 2.4

## Évolution du rapport $R_d/V_d$ en fonction du moment de flexion appliqué selon $B$ , $M_B$ (Figs. 9, 10 et 11 et Tableaux VIII, IX et X)

Les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  diminuent, bien entendu, en fonction du moment de flexion appliqué, autrement dit en fonction de l'excentricité de la charge. On peut cependant remarquer une diminution plus rapide du rapport  $R_d/V_d$  à partir d'une certaine valeur du moment appliqué.

Dans l'exemple traité, cette valeur seuil du moment est d'environ :

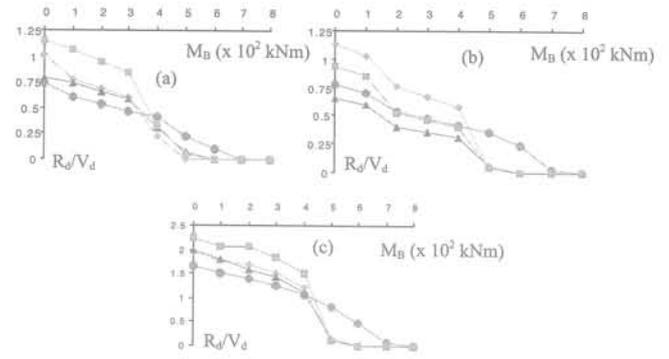


FIG. 9  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais pressiométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Pressuremeter tests.

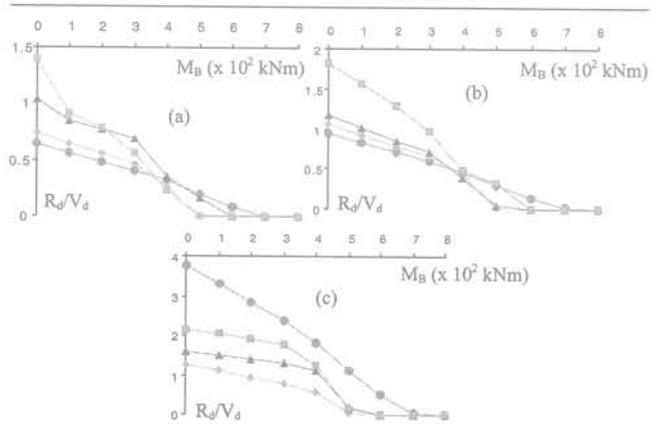


FIG. 10  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais pénétrométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Penetrometer tests.

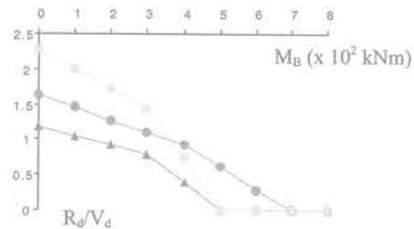


FIG. 11  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

- 400 kNm dans le cas des règles pratiques utilisées en Belgique;
  - 300 kNm pour les règles françaises et l'Eurocode 7-1;
- comme le montre clairement le graphe basé sur les résultats d'essais triaxiaux (Fig. 11).

Cette variation dans la vitesse de diminution du rapport  $R_d/V_d$  est due au fait qu'à partir de la valeur seuil du moment, évoquée ci-dessus, c'est le calcul mené

TABLEAU VIII  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais pressiométriques, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Pressuremeter tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,579	(Réf.)	0,316	(Réf.)	0,063	(Réf.)
Pratique belge	0,466	-19,5	0,404	27,8	0,228	16,5
Eurocode 7-1/modèle belge	0,598	3,3	0,222	-29,7	0,000	-100,0
Eurocode 7-1/modèle français	0,838	44,7	0,327	3,5	0,048	-23,8
<b><math>M_B</math> (x 10<sup>2</sup> kNm)</b>	<b>3</b>		<b>4</b>		<b>5</b>	

**TABEAU IX**  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais pénétrométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(M_B)$ . Penetrometer tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,682	(Réf.)	0,356	(Réf.)	0,163	(Réf.)
Pratique belge	0,401	-41,2	0,311	-12,6	0,190	16,6
Eurocode 7-1/modèle belge	0,467	-31,5	0,259	-27,2	0,000	-100,0
Eurocode 7-1/modèle français	0,551	-19,2	0,226	-36,5	0,000	-100,0
$M_B$ ( $\times 10^2$ kNm)	3		4		5	

**TABEAU X**  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(M_B)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,786	(Réf.)	0,400	(Réf.)	0,000	(Réf.)
Pratique belge	1,100	39,9	0,940	135,0	0,621	/
Eurocode 7-1	1,439	83,1	0,729	82,3	0,000	/
$M_B$ ( $\times 10^2$ kNm)	3		4		5	

avec la sollicitation verticale de calcul minimum,  $V_{d,min}$  qui est le plus défavorable. En effet, la capacité portante admissible  $R_d$  doit être calculée, pour chaque combinaison s'il y en a plusieurs, tant avec la valeur maximale que minimale de la sollicitation verticale de calcul, car l'excentricité de la charge,  $e = M_{d,max}/V_{d'}$ , est plus importante avec  $V_{d,min}$ . La capacité portante est alors assurée si le minimum entre  $R_d(V_{d,min})/V_{d,min}$  et  $R_d(V_{d,max})/V_{d,max}$  en considérant toutes les combinaisons s'il y en a plusieurs, est supérieur à un. La valeur seuil du moment est plus élevée dans les règles pratiques utilisées en Belgique, car la sollicitation verticale de calcul maximale  $V_{d,max}$  est plus faible que pour les autres règles. En effet, on n'utilise pas de coefficients partiels sur les actions dans les règles pratiques utilisées en Belgique.

Contrairement à la méthode [c',  $\phi'$ ] et au modèle pénétrométrique belge, pour lesquels des tronçons de droite bien marqués apparaissent, on n'en observe pas dans les autres modèles. Cela est dû au fait que la largeur réduite de la semelle B' du modèle de Meyerhof est prise en compte dans la totalité du calcul de la capacité portante, y compris dans la détermination des grandeurs équivalentes telles que  $D_{g'}$ ,  $q_{ce}$  et  $p'_{le}$ . C'est donc l'hétérogénéité du sol qui « déforme » les segments linéaires attendus.

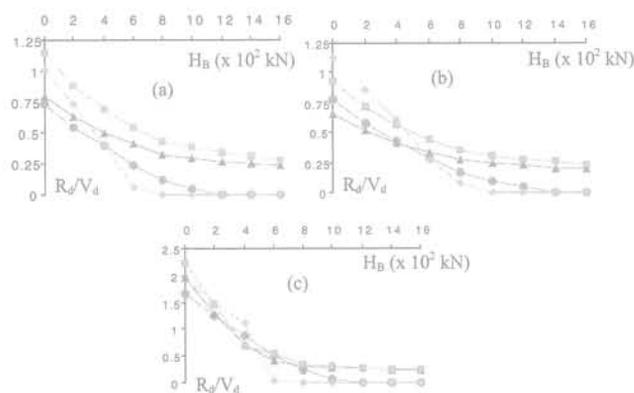
Le rapport  $R_d/V_d$  atteint la valeur zéro lorsque le point d'application de la charge excentrée quitte la base de la fondation. En effet, la largeur réduite B' du modèle de Meyerhof vaut alors zéro et correspond à un décollement trop important de la semelle.

La position des courbes l'une par rapport à l'autre dans un même graphique est semblable à celle observée dans les différents graphiques du rapport  $R_d/V_d$  en fonction des dimensions  $B = L$  et s'explique par les mêmes raisons. En effet, une augmentation du moment appliqué revient à une diminution de la largeur effective B'. Il est donc inutile de reprendre ces observations dans ce paragraphe.

2.5

**Évolution du rapport  $R_d/V_d$  en fonction de l'effort horizontal appliqué selon B, H<sub>B</sub> (Figs. 12, 13 et 14 et Tableaux XI, XII et XIII)**

Les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  diminuent, bien entendu, en fonction de la charge horizontale appliquée, autrement dit en fonction de l'inclinaison de la charge. Cette décroissance est plus ou moins continue, excepté pour certaines courbes comme celles obtenues avec l'Eurocode 7-1 appliqué au modèle pressiométrique belge, avec la méthode [c',  $\phi'$ ] extraite de l'Eurocode 7-1 ou encore avec le modèle pénétrométrique français pour le site de Lommel. Dans ces modèles, les expressions du coefficient minorateur  $\delta$ , dû à l'inclinaison de la charge, sont plus sensibles à la variation brusque de cette incli-



**FIG. 12**  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais pressiométriques.  
 (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel  
 $R_d/V_d = f(H_B)$ . Pressuremeter tests.

**TABEAU XI**  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais pressiométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(H_B)$ . Pressuremeter tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,406	(Réf.)	0,329	(Réf.)	0,294	(Réf.)
Pratique belge	0,230	-43,3	0,116	-64,7	0,041	-86,1
Eurocode 7-1/modèle belge	0,054	-75,8	0,000	-100,0	0,000	-100,0
Eurocode 7-1/modèle français	0,541	33,3	0,428	30,1	0,377	28,2
$H_B$ ( $\times 10^2$ kN)	6		8		10	

## Conclusion

Pour les sols étudiés dans le cadre de ce travail, on peut émettre les conclusions suivantes :

- Les résultats obtenus avec l'Eurocode 7-1 sont, généralement, plus favorables que ceux obtenus avec les règles et pratiques nationales correspondantes.
- Dans les cas où l'Eurocode 7-1 donne des résultats moins favorables que ceux obtenus avec les règles et pratiques nationales correspondantes, on peut combler cette anomalie par le choix adéquat d'un coefficient de modèle. De même, le coefficient de modèle peut servir à réduire l'écart entre les résultats obtenus avec l'Eurocode 7-1 lors de l'utilisation de modèles de calcul différents, comme les modèles belges et français considérés dans cet article.
- Il est impératif de considérer, simultanément, les sollicitations verticales de calcul  $V_{d,max}$  et  $V_{d,min}$  dans les calculs de la capacité portante comme le montre l'évolution du rapport  $R_d/V_d$  en fonction du moment appliqué ou de l'effort horizontal appliqué.
- Les modèles français sont, en général, plus favorables que les modèles belges. Néanmoins, dans le modèle pressiométrique, le Fascicule 62-V présente de plus faibles valeurs du facteur de portance  $k_p$  que celles proposées par Briaud dans le cas d'un limon.
- L'Eurocode 7-1 et les règles françaises requièrent un nombre de calculs plus important que la pratique belge, suite à l'utilisation de plusieurs combinaisons d'actions. Néanmoins cet inconvénient n'en constitue plus un avec les moyens informatiques actuels.
- Les modèles de calcul recommandés par les règles françaises sont plus facilement programmables que ceux utilisés en Belgique qui emploient un plus grand nombre d'abaques.

**NB :** Lors de l'étude d'une fondation superficielle, l'évolution des tassements doit également être envisagée mais la prise en compte de la sécurité, dans le problème du tassement, se ramène uniquement à la proposition de valeurs admissibles du déplacement. En effet, les charges ne sont pas pondérées dans les combinaisons de service utilisées dans les différents modes de prise en compte de la sécurité (Eurocode 7-1, règles françaises et pratique belge).

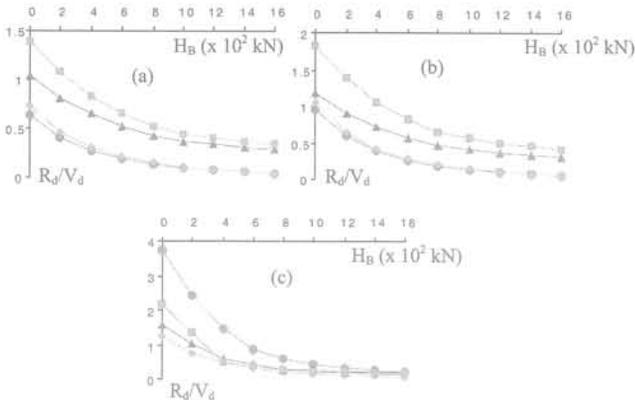


FIG. 13  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais pénétrométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Penetrometer tests.

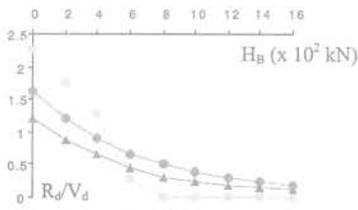


FIG. 14  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

raison lors du changement de sollicitation verticale de calcul à considérer (passage de  $V_{d,max}$  à  $V_{d,min}$ ). Notons que la courbe obtenue avec la pratique belge appliquée au modèle pressiométrique ne montre pas de discontinuité étant donné que la variation d'inclinaison de la charge, apparaissant lors du passage de  $V_{d,max}$  à  $V_{d,min}$  comme sollicitation verticale de calcul à considérer, est moins importante qu'avec l'Eurocode 7-1. En effet, les actions horizontales ne sont pas pondérées dans le cas des règles pratiques utilisées en Belgique.

Notons que seules le modèle pressiométrique belge et la méthode  $[c', \phi']$  extraite de l'Eurocode 7-1 proposent une expression du coefficient minorateur  $\delta$  pouvant donner une valeur nulle (cf. A.1.2.6.1 et A.1.1).

La position des courbes, l'une par rapport à l'autre, dans un même graphe évolue en fonction des expressions considérées pour le coefficient minorateur  $\delta$ .

TABLEAU XII  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais pénétrométriques, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Penetrometer tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,522	(Réf.)	0,418	(Réf.)	0,371	(Réf.)
Pratique belge	0,185	-64,6	0,128	-69,4	0,092	-75,2
Eurocode 7-1/modèle belge	0,218	-58,2	0,147	-64,8	0,104	-72,0
Eurocode 7-1/modèle français	0,650	24,5	0,514	23,0	0,452	21,8
$H_B$ (x 10 <sup>2</sup> kN)	6		8		10	

TABLEAU XIII  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,461	(Réf.)	0,313	(Réf.)	0,231	(Réf.)
Pratique belge	0,664	44,0	0,500	59,7	0,383	65,8
Eurocode 7-1	0,269	-41,6	0,000	-100,0	0,000	-100,0
$H_B$ (x 10 <sup>2</sup> kN)	6		8		10	

# Annexes

## A.1

### Modèles de calcul de la capacité portante limite

Ce paragraphe est consacré à l'étude de la résistance d'une fondation superficielle, chargée par un effort extérieur, vis-à-vis d'une rupture par cisaillement dans le sol. La notion de sécurité n'y intervient donc pas.

Deux types de modèles de calcul de la capacité portante limite sont développés dans ce qui suit : le modèle basé sur des résultats d'essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement interne  $\phi$  (*méthode* [ $c', \phi'$ ]) et les modèles basés sur des résultats d'essais *in situ*, c'est-à-dire à partir de la pression limite  $p_l$  du pressiomètre Ménard (*modèle pressiométrique*) ou à partir de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre statique CPT (*modèle pénétrométrique*).

On distingue les modèles utilisés en Belgique de ceux recommandés par les règles françaises (DTU 13.12 ou Fascicule 62 titre V).

#### A.1.1

### Méthode [ $c', \phi'$ ]

Le calcul de la capacité portante limite des fondations superficielles à partir de  $c$  et  $\phi$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la détermination des paramètres de résistance au cisaillement  $c$  et  $\phi$ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), on utilise le plus souvent l'essai triaxial.

En Belgique, plusieurs formulations de différents auteurs sont utilisées dans le cadre de la méthode [ $c', \phi'$ ]. Dans un souci d'uniformité, on ne considère que les formules retenues par *Meyerhof*. Comme modèle français, on utilise celui recommandé par le *DTU 13.12*. L'*Eurocode 7-1* propose, quant à lui, sa propre démarche de calcul dans le cadre de la méthode [ $c', \phi'$ ] (EN1997-1, annexe D).

La capacité portante limite  $q_r$ , en conditions drainées c'est-à-dire en contraintes effectives, s'exprime par la forme additive suivante :

$$q_r = \gamma' \cdot D \cdot N_q(\phi') \cdot \delta_{q_r} \cdot d_{q_r} \cdot s_{q_r} + \gamma' \cdot B/2 \cdot N_\gamma(\phi') \cdot \delta_{\gamma_r} \cdot d_{\gamma_r} \cdot s_{\gamma_r} + c' \cdot N_c(\phi') \cdot \delta_{c_r} \cdot d_{c_r} \cdot s_{c_r} \quad (A.1)$$

avec :

$c'$  cohésion en contraintes effectives ;

$\phi'$  angle de frottement interne en contraintes effectives ;

$\gamma'$  poids volumique effectif ;

il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation, c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (A.2)$$

où :

$\gamma_{sat}$  poids volumique total du sol à l'état saturé ;

$\gamma_w$  poids volumique de l'eau ;

$B$  largeur de la fondation ;

$D$  profondeur d'encastrement de la fondation ;

$N_q$  terme de surcharge (Tableau A.1) ;

$N_c$  terme de cohésion (Tableau A.1) ;

$N_\gamma$  terme de surface (effet du poids propre du sol  $\gamma$  et de la largeur  $B$ ) (Tableau A.1) ;

$\delta_{q_r}, \delta_{c_r}, \delta_{\gamma_r}$  coefficients correcteurs relatifs à une charge inclinée (Tableau A.2) ;

$d_{q_r}, d_{c_r}, d_{\gamma_r}$  coefficients correcteurs tenant compte de la profondeur d'encastrement de la fondation (Tableau A.3) ;

$s_{q_r}, s_{c_r}, s_{\gamma_r}$  coefficients correcteurs relatifs à la forme de la fondation (Tableau A.4).

Les coefficients de correction proposés pour la forme rectangulaire sont exprimés en fonction du rapport  $B/L$  des dimensions en plan (rapport sans dimension et  $\leq 1$ ).

TABLEAU A.1 Expressions de  $N_q, N_c$  et  $N_\gamma$   
Expressions of  $N_q, N_c$  et  $N_\gamma$

	Meyerhof	DTU 13.12	Eurocode 7-1
$N_q$		$\exp(\pi \cdot \tan \phi') \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	
$N_c$		$(N_q - 1) \cdot \cot \phi'$	
$N_\gamma$	$(N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \phi')$		$2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$

TABLEAU A.2 Expressions de  $\delta_{q_r}, \delta_{c_r}$  et  $\delta_{\gamma_r}$   
Expressions of  $\delta_{q_r}, \delta_{c_r}$  et  $\delta_{\gamma_r}$

	Meyerhof	DTU 13.12	Eurocode 7-1
$\delta_{q_r}$	$(1 - \frac{\theta}{90})^2$	$(1 - \frac{\theta}{90})^2$	$[1 - H/(V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$
$\delta_{c_r}$	$(1 - \frac{\theta}{90})^2$	$(1 - \frac{\theta}{90})^2$	$\delta_{q_r} - (1 - \delta_{q_r}) / N_c \cdot \tan \phi'$
$\delta_{\gamma_r}$	$(1 - \frac{\theta}{\phi'})^2 \geq 0$	$(1 - \frac{\theta}{\phi'})^2 \geq 0$	$[1 - H/(V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m-1}$

avec

$m = m_q = [2 + (B/L)] / [1 + (B/L)]$  quand  $H$  agit selon  $B$  ;

$m = m_c = [2 - (L/B)] / [1 + (L/B)]$  quand  $H$  agit selon  $L$  ;

Dans le cas où  $H$  agit selon une direction formant un angle  $\alpha$  avec la direction  $L$ , on a

$m = m_\alpha = m_q \cos^2 \alpha + m_c \sin^2 \alpha$

$V$  composante verticale de la résultante des charges ;

$H$  composante horizontale de la résultante des charges ;

$A$  aire de la surface de base de la fondation =  $B \cdot L$  ;

$L$  longueur de la fondation ;

$\theta$  inclinaison de la résultante des charges sur la verticale.

TABLEAU A.3 Expressions de  $d_{q_r}, d_{c_r}$  et  $d_{\gamma_r}$   
Expressions of  $d_{q_r}, d_{c_r}$  et  $d_{\gamma_r}$

	Meyerhof*
$d_{q_r}$	$1 + 0,1 \cdot \tan(45 + \phi'/2) \cdot D/B$
$d_{c_r}$	$1 + 0,2 \cdot \tan(45 + \phi'/2) \cdot D/B$
$d_{\gamma_r}$	$1 + 0,1 \cdot \tan(45 + \phi'/2) \cdot D/B$
	Si $\phi' \leq 10^\circ, d_{q_r} = d_{\gamma_r} = 1$

\* Les formules ci-dessus ne sont applicables en toute rigueur que si la profondeur  $D$  de la semelle ne dépasse pas sa largeur  $B$ . En effet, lorsque la profondeur  $D$  est supérieure à  $B$ , on admet que la capacité portante varie linéairement avec la profondeur depuis  $D = B$  jusqu'à  $D = D_c$  (profondeur d'encastrement critique) où la formule des fondations profondes devient applicable. En fait, en se contentant d'appliquer la relation ci-dessus pour  $D > B$ , on sous-évalue  $q_r$  et on se trouve du côté de la sécurité.

Les modèles recommandés par le DTU 13.12 et l'Eurocode 7-1 ne prennent pas en compte la correction due à la profondeur d'encastrement de la semelle.

**TABEAU A.4** Expressions de  $s_q$ ,  $s_c$  et  $s_\gamma$ .  
Expressions of  $s_q$ ,  $s_c$  et  $s_\gamma$ .

	Meyerhof	DTU 13.12	Eurocode 7-1
$s_q$	$1 + 0,1 \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot B/L$	1	$1 + B/L \cdot \sin \phi$
$s_c$	$1 + 0,2 \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot B/L$	$1 + 0,2 \cdot B/L$	$\frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$
$s_\gamma$	$1 + 0,1 \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot B/L$	$1 - 0,2 \cdot B/L$	$1 - 0,3 \cdot B/L$
	Si $\phi' \leq 10^\circ$ , $s_q = s_\gamma = 1$		

La présence de la nappe aquifère est prise en compte de la façon suivante :

– si la base de la fondation est en permanence sous le niveau de la nappe, toute la zone refoulée (courbe de rupture) se trouve influencée par cette nappe. Dans ce dernier cas, on fait intervenir séparément les actions de l'eau et celles du sol :

- le poids volumique à prendre en compte est le poids volumique déjaugé (diminué de la poussée d'Archimède), soit  $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ ;
- on tient compte de la poussée d'Archimède agissant sur la partie immergée de la semelle elle-même, ce qui se calcule aisément ;
- si la nappe est à une profondeur supérieure à (environ) la largeur B de la fondation sous le niveau de la fondation, son influence peut être négligée. Cette limite est, bien sûr, à considérer pour le cas le plus défavorable, en tenant compte des fluctuations saisonnières, ou dues à d'autres causes, du niveau phréatique ;
- le cas où la nappe se situe à un niveau intermédiaire, c'est-à-dire lorsqu'elle recoupe les courbes de rupture, est le plus complexe à traiter.

La capacité portante limite va être influencée d'une manière partielle, variable avec la position de la nappe.

On peut admettre alors une variation linéaire des effets du niveau de la nappe entre les deux positions extrêmes : nappe à une profondeur B sous la fondation, et nappe au niveau de la base de la fondation.

Enfin, pour tenir compte de l'excentricité éventuelle de la charge appliquée, on considère, dans tout ce qui précède, une semelle fictive de dimensions réduites ( $B' \times L'$ ) telle que la charge appliquée soit centrée sur cette semelle fictive. Pour une charge excentrée de  $e_B$  et  $e_L$ , la semelle fictive aurait des dimensions :

$$B' = B - 2 \cdot e_B \text{ et } L' = L - 2 \cdot e_L \quad (\text{A.3})$$

### A.1.2

## Modèle pressiométrique

En Belgique, on utilise généralement le modèle original de Ménard éventuellement affiné par des auteurs comme Briaud. Comme modèle français, on considère celui recommandé par le Fascicule 62-V.

**TABEAU A.5** Valeurs de  $K_0$ .  
Values of  $K_0$ .

Type de sol	Sol granulaire lâche	Sol granulaire dense	Argile molle (en non drainé)	Argile dure (en non drainé)
$K_0$	0,5-0,6	0,3-0,5	0,9-1,1	0,8 - 0,9

### A.1.2.1

## Hauteur d'encastrement équivalente

Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur z, la pression limite nette  $p'_1$  :

$$p'_1(z) = p_1(z) - p_0(z) \quad (\text{A.4})$$

avec :

$p_1(z)$ , pression limite mesurée à la profondeur z,

$p_0(z)$ , pression horizontale au repos dans le terrain au moment de l'essai, à la profondeur z,

$$= K_0 \cdot q_0(z) \quad (\text{A.5})$$

où :

$q_0(z)$  est la contrainte verticale à la profondeur z,

$K_0$  le coefficient de poussée des terres au repos, en première approximation, on peut choisir sa valeur dans le tableau A.5.

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p_{1e}} \cdot \int_0^{D_e} p'_1(z) \cdot dz \quad (\text{A.6})$$

où  $p'_{1e}$  est la pression limite nette équivalente définie ci-après.

Le modèle de Ménard reste un modèle en contraintes effectives si bien que sous le niveau de la nappe l'expression de la pression limite nette  $p'_1$  devient :

$$p'_1(z) = (p_1(z) - \gamma_w \cdot z) - K_0 \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot z \quad (\text{A.7})$$

et il faut tenir compte de l'effet de la poussée d'Archimède sur la fondation, c'est-à-dire que l'on déjauge le poids de la fondation.

Le modèle exposé dans le Fascicule 62-V est, quant à lui, une approche en contraintes totales. Il n'y a donc pas lieu de déjauger les poids volumiques des sols immergés (et on ne tient pas compte de la poussée d'Archimède sur la fondation).

### A.1.2.2

## Pression limite nette équivalente

### A.1.2.2.1

### Modèle de Ménard

La pression limite nette équivalente correspond à la moyenne géométrique des différentes valeurs mesurées aux niveaux voisins de celui de la fondation :

$$p'_{1e} = \sqrt[3]{p_{11} \cdot p_{12} \cdot p_{13}} \quad (\text{A.8})$$

avec :

$p'_{11}$ , pression limite nette mesurée un diamètre au-dessus du niveau de la fondation ;

$p'_{12}$ , pression limite nette mesurée au niveau de la fondation ;

$p'_{13}$ , pression limite nette mesurée un diamètre au-dessous du niveau de la fondation.

Usuellement les essais pressiométriques sont réalisés à des intervalles réguliers (tous les mètres par exemple) dans les forages, et les trois valeurs des pressions limites à prendre en compte sont elles-mêmes des moyennes géométriques correspondant aux tranches de terrain ainsi définies :

- pour  $p'_{11}$  entre 3R et R au-dessus du niveau de la fondation ;
- pour  $p'_{12}$  entre R et -R de part et d'autre du niveau de la fondation ;
- pour  $p'_{13}$  entre -R et -3R au-dessous du niveau de la fondation.

Les formules de calcul d'une valeur moyenne équivalente supposent toutefois que l'on ait affaire à un seul type de terrain (ou dans des types de sols voisins), homogène « en grand », dans lequel les variations des pressions limites considérées restent modérées (de l'ordre de 30 % de la moyenne).

### A.2.2.2

#### Fascicule 62-V

Dans le cas d'une fondation superficielle sur des couches de sols non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins 1,5 B au-dessous de la base de la fondation, on retient pour  $p'_{1e}$  la moyenne géométrique :

$$p'_{1e} = \sqrt[n]{p'_{11} \cdot p'_{12} \cdot \dots \cdot p'_{1n}} \quad (A.9)$$

$p'_{11}$ ,  $p'_{12}$ , ...,  $p'_{1n}$  étant les valeurs de la pression limite nette dans les couches situées de D à D + 1,5 B, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

### A.1.2.3

#### Classification des sols

##### A.1.2.3.1

#### Modèle de Ménard

La nature du sol, qui influence le coefficient de portance  $k_p$ , défini au § A.1.2.4, est donnée par le tableau A.6.

TABLEAU A.6

**Classification des sols. Pressiomètre, modèle de Ménard.**  
Classification of the grounds. Pressuremeter, Ménard model.

Pression limite $p_i$ (MPa)	Nature du sol	Catégorie
Moins de 1,2 Moins de 0,7	Argile Limon	I
1,8-4,0 1,2-3,0 0,4-0,8 1,0-3,0	Argile raide et marne Limons compacts Sable compressible Roche tendre ou altérée	II
1,0-2,0 4,0-10,0	Sable et gravier Roche	III
3,0-6,0	Sable et gravier très compact	III bis

### A.1.2.3.2

#### Fascicule 62-V

Le Fascicule 62-V définit les catégories conventionnelles de sols, données par le tableau A.7, en fonction de la pression limite  $p_i$  mesurée par le pressiomètre Ménard.

TABLEAU A.7

**Classification des sols. Pressiomètre, Fascicule 62-V.**  
Classification of the grounds. Pressuremeter, Fascicule 62-V.

Classe de sol	Pression limite $p_i$ (MPa)	
Argiles, limons	A - Argiles et limons mous	< 0,7
	B - Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C - Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, graves	A - Lâches	< 0,5
	B - Moyennement compacts	1,0 à 2,0
	C - Compacts	> 2,5
Craies	A - Molles	< 0,7
	B - Altérées	1,0 à 2,5
	C - Compactes	> 3,0
Marnes, marno-calcaires	A - Tendres	1,5 à 4,0
	B - Compacts	> 4,5
Roches	A - Altérées	2,5 à 4,0
	B - Fragmentées	> 4,5

### A.1.2.4

#### Facteur de portance pressiométrique

##### A.1.2.4.1

#### Modèle de Ménard

Pour des raisons d'utilisation numérique (programmation dans un tableur), on ne considère pas l'abaque original proposé par Ménard mais bien des courbes de  $k_p$  « adaptées » et simplifiées suggérées par Briaud (Fig. A.1), constituant une sorte de « moyenne inférieure » des valeurs observées.

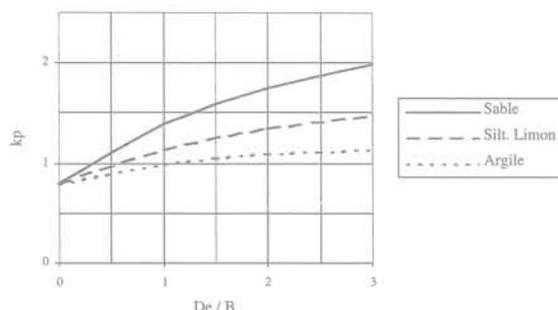


FIG. A.1 **Abaque de  $k_p$  (Briaud).**  
Abacus of  $k_p$  (Briaud).

### A.1.2.4.2

#### Fascicule 62-V

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance pressiométrique  $k_p$  sont données par le tableau A.8.

TABLEAU A.8 Expressions de  $k_p$ , Fascicule 62-V.  
Expressions of  $k_p$ , Fascicule 62-V.

Type de sol	Expression de $k_p$
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{B} \right]$
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{B} \right]$
Sables et gravés B	$\left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{B} \right]$
Sables et gravés C	$\left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_s}{B} \right]$

### A.1.2.5

#### Charge verticale centrée

La capacité portante limite sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p \cdot p'_{ie} \quad (\text{A.10})$$

avec :

$q_l$  contrainte de rupture ;

$q_0$  contrainte verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux) (contrainte effective selon la méthode de Ménard, et totale selon le Fascicule 62-V) ;

$p'_{ie}$  pression limite nette équivalente ;

$k_p$  facteur de portance pressiométrique.

### A.1.2.6

#### Influence de l'inclinaison de la charge

### A.1.2.6.1

#### Modèle de Ménard (Briaud)

Pour une charge inclinée d'un angle  $\theta$  (exprimé en degrés) par rapport à la verticale, un coefficient réducteur  $\delta$  est appliqué à la contrainte de rupture  $q_l$  :

$$\delta = \left( 1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 \cdot (1 - \lambda) + \left( 1 - \frac{\theta}{20} \right) \cdot \lambda \quad (\text{A.11})$$

avec :  $\lambda = \lambda_d \cdot \lambda_m$

$$\lambda_d = 1 - D/B \text{ pour } 0 < D/B < 1$$

$$\lambda_d = 0 \text{ pour } D/B > 1$$

$$\lambda_m = 1 - m \text{ pour } 0 < m < 1$$

$$(\text{A.12})$$

$$\lambda_m = 0 \text{ pour } m > 1$$

$$m = p'_1(D)/p'_1(D+B)$$

### A.1.2.6.2

#### Fascicule 62-V

Pour une charge inclinée d'un angle  $\theta$  par rapport à la verticale, un coefficient réducteur  $\delta$  est utilisé :

$$q_l = q_0 + \delta \cdot k_p \cdot p'_{ie} \quad (\text{A.13})$$

Pour les sols cohérents (argiles, limons et marnes) et pour les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$$\delta = \phi_1(\theta)$$

et pour les sols pulvérulents (sables et gravés) :

$$\delta = \phi_2(\theta) \quad (\text{A.14})$$

Les fonctions  $\phi_1(\theta)$  et  $\phi_2(\theta)$  sont représentées à la figure A.2.

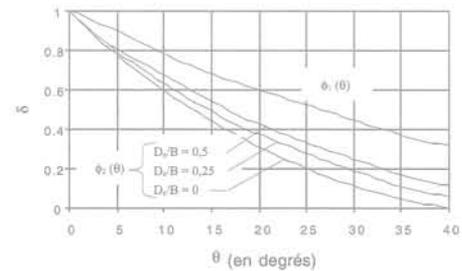


FIG. A.2 Coefficient  $\delta$  pour une charge inclinée sur sol horizontal (Fascicule 62-V).  
Coefficient  $\delta$  for an inclined load on horizontal ground (Fascicule 62-V).

### A.1.2.7

#### Influence de l'excentricité de la charge

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir du modèle de Meyerhof, qui prend en compte les largeur et longueur réduites :

$$B' = B - 2 \cdot e_B \text{ et } L' = L - 2 \cdot e_L \quad (\text{A.3})$$

où :

$e_B$  excentricité de la charge selon la largeur  $B$  ;

$e_L$  excentricité de la charge selon la longueur  $L$ .

On remplace alors, dans tout ce qui précède, les dimensions  $B$  et  $L$  par les dimensions réduites  $B'$  et  $L'$ .

### A.1.3

#### Modèle pénétrométrique

En Belgique, le modèle pénétrométrique généralement utilisé consiste à déterminer, dans un premier temps, les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol, sur base de la résistance de cône  $q_c$  mesurée à l'aide du pénétromètre statique CPT. À partir des paramètres de résistance ainsi calculés, on détermine ensuite la capacité portante de la fondation selon la démarche de Meyerhof utilisée dans la méthode  $[c', \phi']$ . Comme modèle français, on utilise celui recommandé par le Fascicule 62-V. Ce modèle a été conçu selon le même schéma que le modèle pressiométrique.

## « Modèle de Meyerhof »

Comme une seule valeur, la résistance de cône  $q_c$  est disponible, une seule caractéristique peut être déterminée. On considère alors un sol pulvérulent « fictif » caractérisé par son seul angle de frottement interne  $\phi'$ .

On admet donc  $c' = 0$  et la résistance de cône mesurée sera interprétée comme la force portante limite de la pointe du pénétromètre. On néglige le terme de surface et il ne reste donc que le seul terme de surcharge (ou de profondeur), c'est-à-dire la contrainte verticale effective à la profondeur  $z$ , soit  $q'_0(z) (= \gamma' \cdot z)$ , ce qui donne :

$$q_c(z) = q_{i,\text{pénétr}}(z) = N_q \cdot q'_0(z) \quad (\text{A.15})$$

avec :

$N_q$  coefficient valable pour les fondations profondes, fonction uniquement de l'angle de frottement interne  $\phi'$  ;

$$N_q = e^{7 \cdot \tan \phi'} \text{ (Meyerhof)} \quad (\text{A.16})$$

On peut alors, à partir de la valeur de  $\phi'$  déterminée à la profondeur d'encastrement de la fondation  $D$  :

$$\phi'(D) = \arctan[\ln(q_c(D)/q'_0(D))/7] \quad (\text{A.17})$$

et en considérant une cohésion nulle, calculer les coefficients  $N_q$  et  $N_\gamma$  relatifs à la fondation superficielle étudiée, et enfin la force portante limite selon la démarche de Meyerhof vue dans la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ] (cf. A.1.1).

La prise en compte d'une excentricité et d'une inclinaison éventuelles de la charge se fait de la même manière que dans la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ]. Les termes correctifs concernant la forme de la fondation et la profondeur d'encastrement de celle-ci sont, quant à eux, pris égaux à un, étant donné que les formules données dans la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ] ne sont valables que pour des paramètres de résistance  $c$  et  $\phi$  déterminés par l'essai triaxial.

La modèle pénétrométrique donné ci-dessus correspond à un calcul en contraintes effectives. Il y a donc lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède comme action extérieure.

L'application des formules évoquées ci-avant exige toutefois un minimum de précaution. En particulier, comme on peut effectuer les calculs à chaque niveau de mesure, c'est-à-dire habituellement tous les 0,20 m, il ne faut pas se contenter de vérifier la force portante à un seul niveau, mais il faut bien entendu contrôler que cette force portante est encore valable pour les couches inférieures.

## A.1.3.2

## Fascicule 62-V

## A.1.3.2.1

## Hauteur d'encastrement équivalente

Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur  $z$ , la résistance de pointe (ou résistance de cône)  $q_c$ , la hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est définie par :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \cdot \int_0^D q_c(z) \cdot dz \quad (\text{A.18})$$

où :  $q_{ce}$  est la résistance de pointe équivalente définie ci-après.

## A.1.3.2.2

## Résistance de pointe équivalente

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir de la courbe  $q_c = f(z)$ , par :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz \quad (\text{A.19})$$

avec :

$q_{cc}$ , résistance de pointe  $q_c$  écrêtée à  $1,3 q_{cm}$  ;

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) \cdot dz \quad (\text{A.20})$$

avec :

$a = B/2$  si  $B > 1\text{ m}$  ;

$a = 0,5\text{ m}$  si  $B < 1\text{ m}$  ;

$b = \min(a, h)$

(A.21)

où :

$h$  est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

## A.1.3.2.3

## Classification des sols

Le Fascicule 62-V définit les catégories conventionnelles des sols données par le tableau A.9, en fonction de la résistance de pointe  $q_c$  mesurée par le pénétromètre statique CPT.

## A.1.3.2.4

## Facteur de portance pénétrométrique

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance pénétrométrique  $k_c$  sont données par le tableau A.10.

TABLEAU A.9

**Classification des sols.  
Pénétromètre (Fascicule 62-V).**  
Classification of the grounds.  
Penetrometer (Fascicule 62-V).

Classe de sol		Résistance de pointe $q_c$ (MPa)
Argiles, limons	A – Argiles et limons mous	< 3,0
	B – Argiles et limons fermes	3,0 à 6,0
	C – Argiles très fermes à dures	> 6,0
Sables, graves	A – Lâches	< 5
	B – Moyennement compacts	8,0 à 15,0
	C – Compacts	> 20,0
Craies	A – Molles	< 5
	B – Altérées	> 5,0

**TABEAU A.10** Expressions de  $k_c$  (Fascicule 62-V).  
Expressions of  $k_c$  (Fascicule 62-V).

Type de sol	Expression de $k_p$
Argiles et limons A et B, craies A	$0,32 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$0,14 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$0,11 \left[ 1 + 0,5 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$0,08 \left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B	$0,17 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

### A.1.3.2.5

#### Charge verticale centrée

La contrainte de rupture (capacité portante limite) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_c \cdot q_{ce} \quad (\text{A.22})$$

avec :

- $q_l$  contrainte de rupture ;
- $q_0$  contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux) ;
- $q_{ce}$  résistance de pointe équivalente ;
- $k_c$  facteur de portance pénétrométrique.

### A.1.3.2.6

#### Influence de l'inclinaison et de l'excentricité de la charge

Ces corrections sont prises en compte de la même manière que dans le modèle pressiométrique.

## A.2

### Modes de vérification de la capacité portante

Ce paragraphe est consacré à l'analyse des modes de prise en compte de la sécurité dans le dimensionnement des fondations superficielles du point de vue de leur capacité portante. On considère donc les règles pratiques utilisées en Belgique, les règles françaises (DTU 13.12 et Fascicule 62-V) et la norme européenne, l'Eurocode 7-1, qui, on le rappelle, s'applique en tant que « norme chapeau » aux modèles de calcul de la capacité portante limite belges et français.

On étudie la prise en compte de la sécurité, d'une part, au niveau des actions et, d'autre part, au niveau de la résistance, c'est-à-dire, ici, la capacité portante.

## A.2.1

### Règles pratiques utilisées en Belgique

#### A.2.1.1

#### Combinaisons d'actions types et sollicitations de calcul

Les règles pratiques utilisées en Belgique étant des méthodes aux contraintes admissibles, les actions ne sont pas pondérées. Celles-ci sont à combiner de manière à obtenir l'effet le plus défavorable. Les actions variables (charges d'exploitation, de vent, de neige, de trafic...) sont donc à prendre en compte ou non selon, respectivement, leur effet défavorable ou favorable. Les charges permanentes sont, quant à elles, toujours à considérer.

#### A.2.1.2

#### Vérification de la capacité portante

On vérifie que la contrainte normale sous la fondation  $q$  est inférieure à la capacité portante admissible de celle-ci :

$$q = \frac{P}{B' \cdot L'} \leq q_a \quad (\text{A.23})$$

avec :

- $P$  charge verticale appliquée à la fondation ;
- $B'$  largeur effective de la fondation ;
- $L'$  longueur effective de la semelle ;
- $q_a$  capacité portante admissible.

#### A.2.1.2.1

#### Méthode [ $c'$ , $\phi'$ ]

Deux calculs sont possibles pour la détermination de la capacité portante admissible :

$$q_a = q_l / S_F \quad (\text{A.24})$$

avec :

- $q_l$  capacité portante limite (cf. A.1.1) ;
- $S_F$  coefficient de sécurité ;
- = 3, en général.

$$q_a = \frac{q_l - \gamma \cdot D}{S_F} + \gamma \cdot D \quad (\text{A.25})$$

avec :

- $q_l$  capacité portante limite (cf. A.1.1) ;
- $S_F$  coefficient de sécurité ;
- = 3, en général.

La deuxième façon de procéder peut être considérée comme plus rigoureuse étant donné qu'elle n'affecte pas de coefficient de sécurité à la contrainte naturelle préexistante au niveau de la base de la fondation.

#### A.2.1.2.2

#### Modèle pressiométrique

Ménard suggère d'utiliser un coefficient de sécurité égal à 3, de manière à définir une contrainte admissible.

Ce coefficient de sécurité ne s'applique que sur la partie nette de la capacité portante limite. On a ainsi :

$$q_a = \frac{k_p \cdot p'_{le}}{S_F} + q'_0 \quad (\text{A.26})$$

avec :

$k_p$  facteur de portance pressiométrique (cf. A.1.2.4.1) ;  
 $p'_{le}$  pression limite nette équivalente (cf. A.1.2.2.1) ;  
 $q'_0$  pression verticale au repos du terrain au niveau de la semelle, après construction.

#### A.2.1.2.3

#### Modèle pénétrométrique

Ce modèle se référant à la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ], une fois l'angle de frottement interne  $\phi'$  déduit de la résistance de cône  $q_c$ , on suit la même démarche de calcul de la capacité portante admissible que dans la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ].

### A.2.2

## Règles françaises

On considère ci-dessous les règles extraites du Fascicule 62-V, c'est-à-dire applicables aux fondations superficielles d'ouvrages de génie civil.

Pour les fondations superficielles de bâtiments, le DTU 13.12 préconise des vérifications semblables ou équivalentes.

#### A.2.2.1

#### Combinaisons d'actions types et sollicitations de calcul

On considère, dans la vérification de la capacité portante, les combinaisons fondamentale et accidentelle pour les ELU et la combinaison rare pour les ELS.

##### A.2.2.1.1

#### Combinaison fondamentale

La combinaison fondamentale correspond à une probabilité d'occurrence très faible, de l'ordre de  $10^{-4}$  ou moins sur une année, et à une durée d'application faible (inférieure à l'heure).

On considère généralement les sollicitations  $s$  de calcul suivantes :

$$1,25 \cdot s [1,2 \cdot G_{\max} + 0,9 \cdot G_{\min} + \gamma_{fw} \cdot F_w + \gamma_{f1Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i]$$

##### A.2.2.1.2

#### Combinaison accidentelle

La combinaison accidentelle correspond à des événements très exceptionnels, dont la probabilité d'occurrence est extrêmement faible sur la durée de vie de l'ouvrage.

Les sollicitations de calcul  $\mathcal{S}$  sont :

$$\mathcal{S} [G + F_w + F_A + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_i]$$

##### A.2.2.1.3

#### Combinaison rare

Les sollicitations dues à la combinaison rare (aussi appelée « caractéristique ») correspondent aux sollicitations que les ouvrages auront à subir, seulement quelques fois, au cours de leur durée de vie.

Les sollicitations de calcul  $\mathcal{S}$  à considérer sont données par :

$$\mathcal{S} [G + F_w + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_i]$$

##### A.2.2.1.4

#### Notations

- $G_{\max}$  valeurs caractéristiques des actions permanentes défavorables ;
- $G_{\min}$  valeurs caractéristiques des actions permanentes favorables ;
- $F_w$  valeurs caractéristiques des actions dues à l'eau ;
- $Q_1$  valeur caractéristique de l'action variable de base, généralement donnée par les textes réglementaires ;
- $\psi_1 \cdot Q_1$  valeur fréquente de l'action variable de base ;
- $\psi_{0i} \cdot Q_i$  valeurs de combinaison des actions variables d'accompagnement ;
- $\psi_{2i} \cdot Q_i$  valeurs quasi permanentes des actions variables d'accompagnement ;
- $F_A$  valeur nominale de l'action accidentelle, généralement donnée dans les textes réglementaires.

##### A.2.2.1.5

#### Valeurs numériques

- 1,05 pour la pression de l'eau défavorable,
- $\gamma_{fw} = 1$  pour la pression de l'eau,
- 1,2 ou 0,9 pour la partie relative aux forces hydrodynamiques de courant, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable ;
- $\gamma_{f1Q1} = 1,33$  le plus généralement (1,2 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier) ;
- $\psi_{0i} = 0,77$  dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

Le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil,  $\psi_1 \cdot Q_1$ , s'il existe, est négligeable vis-à-vis de  $F_A$ , et  $\psi_{2i} \cdot Q_i = 0$ .

##### A.2.2.1.6

#### Utilisation

Les actions variables  $Q$  interviennent dans toutes les combinaisons d'actions soit comme action variable de base, soit comme action variable d'accompagnement. On fait donc « tourner » les actions variables entre base et accompagnement pour déterminer la combinaison la plus défavorable.

Lorsqu'une action variable est favorable pour un état limite donné, elle est prise à sa valeur minimale, qui est en général la valeur nulle.

### A.2.2.2

#### Vérification de la capacité portante

La contrainte appliquée par la fondation  $q$  doit rester inférieure à la contrainte de rupture  $q_r$  divisée par un coefficient de sécurité  $S_F$ :

$$q \leq \frac{1}{S_F} (q_r - q_0) + q_0 \quad (\text{A.27})$$

avec:

$q$  contrainte appliquée par la fondation,

$$q = \frac{P}{B \cdot L} \quad (\text{A.28})$$

où:

$P$  est déterminé sur base des combinaisons fondamentale et accidentelle pour les ELU et de la combinaison rare pour les ELS;

$q_r$  contrainte de rupture calculée selon:

– la méthode  $[c', \phi']$  (cf. A.1.1.), ou

– le modèle pressiométrique (cf. A.1.2.), ou

– le modèle pénétrométrique (cf. A.1.3.2.);

$q_0$  contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux);

$S_F = 2$  pour les ELU,

$= 3$  pour les ELS.

### A.2.3

#### Eurocode 7-1

Pour plus de facilité, on utilise les notations de l'EC7-1.

### A.2.3.1

#### Vérification de la capacité portante

Afin de démontrer qu'une fondation superficielle supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis du défaut de capacité portante, l'inéquation suivante doit être satisfaite pour tous les cas de charges et de combinaisons de charges à l'état limite ultime:

$$V_d \leq R_d \quad (\text{A.29})$$

où:

$V_d$  charge de calcul à l'état limite ultime, normale à la base de la fondation et comprenant le poids de la fondation et du matériau de remblai éventuel. En conditions drainées, les pressions d'eau doivent généralement être traitées comme actions lors du calcul de  $V_d$ ;

$R_d$  capacité portante de calcul de la fondation vis-à-vis des charges normales, en tenant compte de l'effet des charges inclinées ou excentrées.

### A.2.3.2

#### Charge de calcul

On détermine la charge de calcul  $V_d$  en appliquant les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_M$  sur les para-

mètres géotechniques pour les actions provenant du sol, comme les poussées de terre, et en appliquant les coefficients de sécurité partiels pour les actions  $\gamma_F$  soit:

– sur les actions elles-mêmes, on a alors:

$$V_d = V(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d) \quad (\text{A.30})$$

– sur les effets des actions, on a alors:

$$V_d = \gamma_E \cdot V(F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d) \quad (\text{A.31})$$

où:

$F_{rep}$  valeur représentative d'une action,

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (\text{A.32})$$

$F_k$  valeur caractéristique d'une action;

$\psi$  coefficient d'accompagnement;

$\gamma_F$  coefficient partiel pour une action;

$X_k$  valeur caractéristique d'une propriété d'un matériau;

$\gamma_M$  coefficient partiel pour un paramètre du sol;

$a_d$  valeur de calcul d'une donnée géométrique;

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (\text{A.33})$$

$a_{nom}$  valeur nominale d'une donnée géométrique;

$\Delta a$  tolérance sur une donnée géométrique.

On considère, par la suite, la première façon de procéder.

Le coefficient  $\psi$  à considérer dans la détermination de la valeur représentative des actions variables d'accompagnement  $F_{rep}$  est le coefficient  $\psi_{0r}$  des valeurs en sont données dans l'annexe A1, pour les bâtiments, et l'annexe A2, pour les ponts, de l'Eurocode 0 (EN 1990).

### A.2.3.3

#### Capacité portante de calcul

On détermine la capacité portante de calcul  $R_d$  en appliquant les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_F$  sur les actions, pour la prise en compte d'une inclinaison et d'une excentricité éventuelles de la charge par exemple, et en appliquant soit:

– les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_M$  sur les paramètres géotechniques, on a alors:

$$R_d = R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d) \quad (\text{A.34})$$

– les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_R$  sur la résistance, on a alors:

$$R_d = R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d)/\gamma_R \quad (\text{A.35})$$

– les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_M$  sur les paramètres géotechniques et les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_R$  sur la résistance, on a alors:

$$R_d = R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d)/\gamma_R \quad (\text{A.36})$$

On considère, par la suite, la troisième façon de procéder, qui est la plus exigeante.

### A.2.3.4

#### Approches de calcul

On explique ci-dessous quels sont les types de coefficients de sécurité partiels à utiliser lors de la détermination de la charge et de la capacité portante de calcul. Leurs valeurs sont données au § A.2.3.5.

### A.2.3.4.1

#### Approche de calcul 1

Il doit être vérifié qu'un défaut de capacité portante ne se produit pas pour chacune des combinaisons suivantes des groupes de coefficients partiels :

Combinaison 1 :  $A1 + M1 + R1$   
 Combinaison 2 :  $A2 + M2 + R1$

Les groupes de coefficients partiels sont notés A, pour les actions et les effets des actions, M, pour les paramètres du sol, et R, pour les résistances.

### A.2.3.4.2

#### Approche de calcul 2

Il doit être vérifié qu'un défaut de capacité portante ne se produit pas pour la combinaison suivante des groupes de coefficients partiels :

Combinaison :  $A1 + M1 + R2$

### A.2.3.4.3

#### Approche de calcul 3

Il doit être vérifié qu'un défaut de capacité portante ne se produit pas pour la combinaison suivante des groupes de coefficients partiels :

Combinaison :  $(A1^* \text{ ou } A2^{**}) + M2 + R3$

\* sur les actions structurelles

\*\* sur les actions géotechniques

L'approche de calcul à utiliser en Belgique et en France semble être, d'après les autorités compétentes, l'approche de calcul 1.

### A.2.3.5

#### Coefficients partiels

On reprend dans les tableaux A.11 à A.13 les valeurs des coefficients de sécurité partiels qui sont reprises selon les groupes Ai, Mi et Ri, évoqués au point précédent.

### A.2.3.5.1

#### Coefficients partiels sur les actions $\gamma_F$

Les valeurs de ces coefficients sont reprises au tableau A.11.

**TABLEAU A.11** Valeurs des coefficients partiels sur les actions  $\gamma_F$  (Eurocode 7-1).  
 Values of the partial coefficients on the actions  $\gamma_F$  (Eurocode 7-1).

Action		Symbole	Groupe	
			A1	A2
Permanente	Défavorable	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorable		1,0	1,0
Variable	Défavorable	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorable		0	0

**NB :** Il est à noter que les coefficients partiels A1 sont identiques aux coefficients utilisés dans la combinaison fondamentale du Fascicule 62-V. En effet, on a :

$$1,125 \cdot 1,2 = 1,35 ;$$

$$1,125 \cdot 0,9 = 1 ;$$

$$1,125 \cdot 1,33 = 1,5.$$

### A.2.3.5.2

#### Coefficients partiels sur les paramètres du sol $\gamma_M$

Les valeurs de ces coefficients sont reprises au tableau A.12.

**TABLEAU A.12** Valeurs des coefficients partiels sur les paramètres du sol  $\gamma_M$  (Eurocode 7-1).  
 Values of the partial coefficients on the parameters of the ground  $\gamma_M$  (Eurocode 7-1).

Paramètre du sol	Symbole	Groupe	
		M1	M2
Angle de frottement interne*	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Cohésion effective	$\gamma_c$	1,0	1,25
Cohésion non drainée	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Résistance à la compression	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Poids volumique	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

\* Ce coefficient s'applique à  $\tan \phi'$ .

### A.2.3.5.3

#### Coefficients partiels sur les paramètres du sol $\gamma_R$

Les valeurs de ces coefficients sont reprises au tableau A.13.

### A.2.3.6

#### Capacité portante de calcul déduite de résultats d'essais in situ

Dans le cadre de cet article, on a fait l'hypothèse que la détermination de la capacité portante de calcul déduite de résultats d'essais in situ, pressiométriques ou pénétrométriques, se faisait selon la même démarche que pour les pieux. Il est à noter que cette hypothèse est partagée par le CSTC (Centre scientifique et technique de la construction, Bruxelles).

L'Eurocode 7-1 propose, dans le cas où l'on dispose de plusieurs résultats d'essais in situ, de déterminer la valeur de calcul de la capacité portante de la manière suivante :

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (\text{A.37})$$

avec :

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{\text{cal,mean}}}{\xi_3}; \frac{R_{\text{cal,min}}}{\xi_4} \right\} \quad (\text{A.38})$$

où :

$\xi_3, \xi_4$  facteurs de corrélation dépendant du nombre d'essais n, leurs valeurs sont données dans le tableau A.14 ;

$R_{\text{cal}}$  capacité portante limite calculée sur base des résultats d'un des essais ;

$R_{cal,mean}$  moyenne des capacités portantes limites, calculées avec les résultats de chacun des essais ;

$R_{cal,min}$  minimum des capacités portantes limites, calculées avec les résultats de chacun des essais.

**NB :** Dans le cas d'essais triaxiaux, cette procédure ne s'applique pas. En effet, les valeurs caractéristiques de  $c'$  et  $\phi'$  sont explicitement obtenues par l'établissement de la droite intrinsèque, meilleure tangente à l'ensemble des cercles représentant les essais réalisés.

**TABLEAU A.13** Valeurs des coefficients partiels sur la résistance  $\gamma_R$  (Eurocode 7-1).  
Values of the partial coefficients on the resistance  $\gamma_R$  (Eurocode 7-1).

Résistance	Symbole	Groupe		
		R1	R2	R3
Capacité portante	$\gamma_R$	1,0	1,4	1,0

**TABLEAU A.14** Valeurs du facteur de corrélation  $\xi$  (Eurocode 7-1).  
Values of the factor of correlation  $\xi$  (Eurocode 7-1).

$\xi$ pour n =	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

## Bibliographie

- Briaud J.-L. – *The Pressuremeter*. Balkema, Rotterdam, 1992.
- Canepa Y., Frank R. – Étude selon l'Eurocode 7 de fondations superficielles de murs de soutènement établies sur sol frottant, FONDSUP 2003, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2003, p. 127-138.
- Centre scientifique et technique de la construction – Essais pressiométriques et exploitation de leurs résultats. *Note d'information technique 115*, 1977, Bruxelles.
- Comité européen de normalisation – EN 1990 *Eurocode 0 Basis of structural design*. Norme européenne, Bruxelles, 2001.
- Comité européen de normalisation – EN 1997-1 *Eurocode 7 Geotechnical Design*. Part 1: General Rules. Norme européenne, Bruxelles, 2002.
- Frank R. – *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l'ingénieur/Presses de l'ENPC, Paris, 1999.
- Holeyman A. – *Screw Piles, Installation and Design in Stiff Clay*. Balkema, Lisse, 2001.
- Huybrechts N., Maertens J., Menge P., Legrand C. – Résultats d'un vaste programme de reconnaissance du sol: essais dans un sous-sol en argile de Boom à Wavre-Sainte-Catherine. *CSTC Magazine*, Bruxelles, 2002, p. 3-16.
- Legrand C., De Vos M., Bauduin C. – Dimensionnement des ouvrages géotechniques: quelle applicabilité pour l'Eurocode 7? (1<sup>re</sup> partie). *CSTC-Magazine*, Bruxelles, 1998, p. 35-44.
- Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports – *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux* Fascicule n° 62, titre V: Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, 1993.
- Sanglerat G. – *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*, Dunod, Paris, 1965.
- Sanglerat G. – *Le pénétromètre statique-dynamique et ses diverses applications pratiques*, 1977.



# Transferts d'eau et transport de solutés dans les sols non saturés : solution analytique et développement numérique utilisant la méthode des lignes

**F. GANDOLA**

Université de Griffith  
Faculty of Environmental  
Sciences, Griffith University  
Nathan Qld 4111, Australia  
F.Gandola@mailbox.gu.edu.au

**N.E. ABRIAK**

École des mines de Douai  
941, rue Charles-Bourseul  
BP 838, 59508 Douai Cedex

**G. SANDER**

Université de Loughborough  
Department of Civil  
and Building Engineering  
Loughborough University  
Leicestershire, LE11 3TU  
United Kingdom  
G.Sander@lboro.ac.uk

**G. PICOT**

École des mines de Douai  
941, rue Charles-Bourseul  
BP 838, 59508 Douai Cedex

**R. BRADDOCK  
C. MATTHEWS**

Université de Griffith  
Faculty of Environmental  
Sciences, Griffith University  
Nathan Qld 4111, Australia  
R.Braddock@mailbox.gu.edu.au

## Résumé

Cet article considère les écoulements d'eau verticaux dans les sols décrits par l'équation de Richard. L'équation de transport est utilisée pour décrire le mouvement du soluté. Les solutions numériques des profils de teneur en eau et de concentration en soluté sont obtenues en appliquant la méthode des lignes (*Method of Lines*). Cette technique, facile à programmer sous environnement MATLAB, offre un moyen performant dans la résolution des problèmes de transferts d'eau et de transport de polluants. En choisissant des relations spécifiques de diffusion hydraulique et de dispersion chimique, une solution analytique est proposée pour décrire le mouvement de soluté dans une configuration d'écoulement horizontal (sans gravité). Cette solution analytique permet de vérifier la validité et la précision du code numérique utilisé. D'autres simulations numériques sont réalisées dans une configuration d'écoulement vertical, en utilisant des fonctions hydrauliques et hydrodispersives plus réalistes. D'autres essais de simulation sont présentés pour des sols divers. Les résultats donnent les courbes relatives aux profils de redistribution en eau et en soluté dans les sols, obtenues pour des conditions aux limites de type Dirichlet ou Neumann appliquées en surface. Dans chacun des cas étudiés, le front de soluté apparaît « en retard » par rapport au front d'infiltration d'eau.

**Mots-clés :** teneur en eau, soluté, sol, numérique, analytique, écoulement transitoire.

## Water movement and solute transport in the vadose zone : analytical solution and numerical development using the method of lines technique

## Abstract

This paper considers both the vertical and horizontal movement of water in soil, as described by Richard's equation. The transport equation is used to describe the movement of a solute under unsaturated water conditions. Numerical solutions are obtained for the water content and also for the concentration of the solute, using the Method of Lines technique. This method is easy to implement from the MATLAB

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2006.

## Introduction

La connaissance et la compréhension des phénomènes de transferts d'eau et de transport de solutés dans les sols sont devenues désormais des étapes cruciales dans la recherche de solutions concernant des problèmes divers. Les applications sont en effet très variées : elles concernent l'évaluation et le contrôle de la pollution générée par l'utilisation de produits chimiques à usage domestique, agricole ou industrielle, la prise de mesure pour une utilisation rationnelle des fertilisants ou bien encore le stockage de déchets divers visant à éviter toute contamination vers les écosystèmes environnants. Plus spécifiquement, l'étude des phénomènes hydrodynamiques et hydrodispersifs des sols partiellement saturés, c'est-à-dire compris entre la surface et la nappe phréatique, devient dans ce cas, un préalable incontournable. Cependant, le sol en présence des différentes phases (air, eau, polluant) est le siège de nombreux phénomènes physiques et chimiques parfois complexes, difficilement contrôlables, chaque phase pouvant interagir entre elles. Aussi, moyennant certaines hypothèses simplificatrices, la modélisation numérique reste, à ce jour, un outil effectif dans la recherche de solutions aux problèmes de transport de polluant dans les sols. Par ailleurs, seul un nombre limité de solutions analytiques a été établi jusqu'à présent (Smiles *et al.*, 1978; Smiles *et al.*, 1981; Bond, 1986; Park, 1996; Flury *et al.*, 1998).

L'étude proposée ici aborde les problèmes de transfert et de transport de soluté dans un milieu poreux de type sol par la voie numérique, en utilisant la méthode dite « méthode des lignes » (*Numerical Method of Lines*). Après avoir décrit cette technique développée sous environnement MATLAB (2000), divers exemples de simulation sont présentés pour différentes conditions initiales et aux limites et pour différentes natures de sol. Par ailleurs, une solution analytique concernant les profils de teneur en eau et de concentration en soluté est proposée pour une configuration d'écoulement horizontal (sans gravité), ceci permettant de valider le code numérique développé pour cette étude.

## Mise en équation du problème

Les problèmes de transfert d'eau et de transport de solutés en milieu non saturé sont, en fait, décrits par le

toolbox and provides an efficient way to solve flow and solute transport problems. Special forms of the soil hydraulic diffusion and chemical diffusion functions are used to provide a closed form analytic solution for the solute profile in a horizontal flow situation. This analytic solution is used to verify the numerical method and estimate the accuracy of the numerical code. Numerical simulations are also carried out for the vertical flow case for more realistic forms of the soil hydraulic functions and for layered systems. The results show the vertical redistribution of the water and solute profiles obtained for two different soils subject to Dirichlet and Neumann conditions at the upper surface. For any tests, the solute front appears to be delayed compared to the water front.

*Key words* : water content, solute, sol, numeric, analytic, transient flow.

couplage de deux équations aux dérivées partielles (EDP). Considérant l'écoulement isotherme, et le fluide incompressible, le mouvement de l'eau est gouverné par l'équation de Richards. Écrite en termes de teneur en eau,  $\theta$  (Bear, 1979), son expression dans le cas d'un écoulement vertical est :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( D \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - \frac{\partial K}{\partial z}, \quad (1)$$

$D = D(\theta)$ , représentant la fonction de diffusivité hydraulique [ $L^2T^{-1}$ ];

$K = K(\theta)$ , la conductivité hydraulique [ $LT^{-1}$ ];

$z$  la profondeur [L], et  $t$  la variable temps [T].

$D$  peut être exprimé en fonction de la capacité capillaire  $C$ , par la relation  $D = K/C$ , avec  $C = C(h) = d\theta/dh$ ,  $h$  étant la succion.

L'équation de convection-dispersion dans le cas d'un transport dans un milieu poreux homogène et incompressible, en l'absence de puits est donnée par Bear (1979) :

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{1}{\theta} \left( \frac{\partial}{\partial z} \left( D_s \theta \frac{\partial c}{\partial z} \right) - q \frac{\partial c}{\partial z} \right) \quad (2)$$

$c$  représentant la concentration en soluté [ $ML^{-3}$ ],

$q$  le flux découlant de la loi de Darcy appliquée aux milieux non saturés [ $LT^{-1}$ ], ( $q = -D\partial\theta/\partial z + K$ ),

$D_s$  représentant le coefficient de dispersion mécanique [ $L^2T^{-1}$ ].

On peut noter, d'une part, que  $q = V\theta$ ,  $V$  représentant la vitesse d'écoulement dans la direction  $z$  et, d'autre part, que le coefficient de dispersion  $D_s$  est une fonction de  $\theta$ , et s'exprime sous la forme :

$$D_s(\theta) = D_m + \alpha V = D_m + \alpha \frac{|q|}{\theta} \quad (3)$$

$\alpha$  (L) représentant le coefficient de dispersivité longitudinale et  $D_m$  le coefficient de diffusion moléculaire.

## Présentation de la méthode des lignes

Le modèle numérique développé ici est basé sur la méthode dite « méthode des lignes ». Cette technique développée en partie par Rothe (1930) a connu un essor important avec de nombreuses applications dans

diverses branches des sciences physiques (Schiesser, 1991). Cependant, aussi surprenant soit-il, les exemples d'application dans le domaine de l'hydrologie restent assez rares (Tocci *et al.*, 1997; Lee *et al.*, 1998, Matthews *et al.*, 1998) voire inexistantes concernant les problèmes de transport de polluant en milieu non saturé.

D'une manière générale, en utilisant la méthode classique des différences finies, une EDP est discrétisée par rapport à l'ensemble de ces variables, ceci résultant en un système d'équations algébriques. Avec la méthode des lignes, l'EDP est résolue en discrétisant les termes relatifs aux dérivées spatiales tout en conservant le ou les termes relatifs aux dérivées temporelles sous leur forme continue. En fait, cette opération permet de réduire l'EDP en un système d'équations différentielles ordinaire (EDO) qui, par conséquent, peut être intégré à partir d'un intégrateur numérique quelconque (Runge Kutta d'ordre 2, 4, etc.). Le choix de l'intégrateur d'EDO sera en fait guidé par la difficulté du problème à modéliser le ou les phénomènes physiques étudiés (front d'humectation abrupt engendrant des gradients élevés). L'intégrateur « ODE15s » sous environnement MATLAB s'avère dans ce cas bien adapté aux calculs numériques présentant des gradients élevés. Il existe différents moyens de discrétiser le domaine spatial pour un problème donné, les plus courants étant basés sur des schémas de type éléments finis ou différences finies. L'utilisation d'un schéma de type différences finies a été retenue pour cette étude.

Les principaux avantages de la méthode des lignes (Schiesser, 1991) résident :

1) dans la représentation mathématique du problème à résoudre qui en fait reste quasi-identique dans son écriture à l'EDP ; la programmation en est, par conséquent, facilitée et accessible à un utilisateur quelconque ;

2) dans l'utilisation d'une matrice de différentiation unique quel que soit le type de conditions aux limites du problème ;

3) dans son automatisation rendue aisée (Lee *et al.*, 1998) sous environnement MATLAB (résolution numérique sous forme matricielle).

La figure 1 rappelle les principales étapes caractérisant la méthode des lignes dans la résolution d'une EDP.

## 4

## Vérification du modèle numérique

Quand elles existent, les solutions analytiques permettent la validation du code numérique utilisé. A partir de la solution analytique proposée par Sander *et al.*, 1988 et Lee *et al.*, 1998 présentent une étude comparative concernant la précision numérique de la méthode des lignes appliquée à la résolution de l'équation de Richard (1). Ils obtiennent d'excellents résultats en utilisant un schéma en différences finies du 4<sup>e</sup> ordre pour la détermination des dérivées spatiales (définissant les termes de la matrice de différentiation). Cet ordre de différentiation est celui retenu dans la résolution numérique des essais présentés dans cet article.

Concernant l'équation de convection dispersion (2), une solution analytique peut être obtenue moyennant certaines hypothèses sur la forme des profils de teneur en eau et de concentration en soluté.

## Solution analytique basée sur un profil de type Brutsaert

L'approche proposée ici est basée sur l'obtention d'un profil de type Brutsaert (1976) pour les profils de teneur en eau et de concentration en soluté, dans une configuration d'écoulement horizontal.

On utilise ici les variables réduites de teneur en eau et concentration définies par les expressions :

$$\bar{\theta} = \frac{\theta - \theta_i}{\theta_s - \theta_i} \quad (4a)$$

$$\bar{c} = \frac{c - c_i}{c_s - c_i} \quad (4b)$$

$\theta_i$  et  $\theta_s$  représentant respectivement la teneur en eau initiale et à saturation,

$c_i$  et  $c_s$ ,  $c_i$  et  $c_s$  la concentration initiale et à saturation. Dans la direction horizontale  $x$ , l'équation (1) décrivant le transfert d'eau dans le sol peut s'exprimer à partir des variables réduites sous la forme :

$$\frac{\partial \bar{\theta}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D(\bar{\theta}) \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial x} \right) \quad (5)$$

De même, l'équation de transport (2) devient :

$$\left( \bar{\theta} + \frac{\theta_i}{\theta_s - \theta_i} \right) \frac{\partial \bar{c}}{\partial t} = \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( D_s^*(\bar{\theta}) \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right) + D(\bar{\theta}) \frac{\partial \bar{\theta}}{\partial x} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right] \quad (6)$$

En introduisant la variable de Boltzman  $\eta = \frac{x}{\sqrt{t}}$  (Smiles *et al.*, 1978) les équations (5) et (6) deviennent respectivement ;

$$\frac{d}{d\eta} \left( D \frac{d\bar{\theta}}{d\eta} \right) + \frac{\eta}{2} \frac{d\bar{\theta}}{d\eta} = 0 \quad (7)$$

et

$$\frac{d}{d\eta} \left( D_s^* \frac{d\bar{c}}{d\eta} \right) + \frac{\eta}{2} \frac{d\bar{c}}{d\eta} = 0 \quad (8)$$

avec :

$$G = \left( \bar{\theta} + \frac{\theta_i}{\theta_s - \theta_i} \right) \eta + 2D \frac{d\bar{\theta}}{d\eta} = \left( \bar{\theta} + \frac{\theta_i}{\theta_s - \theta_i} \right) \eta - \int_0^{\bar{\theta}} \eta du \quad (9)$$

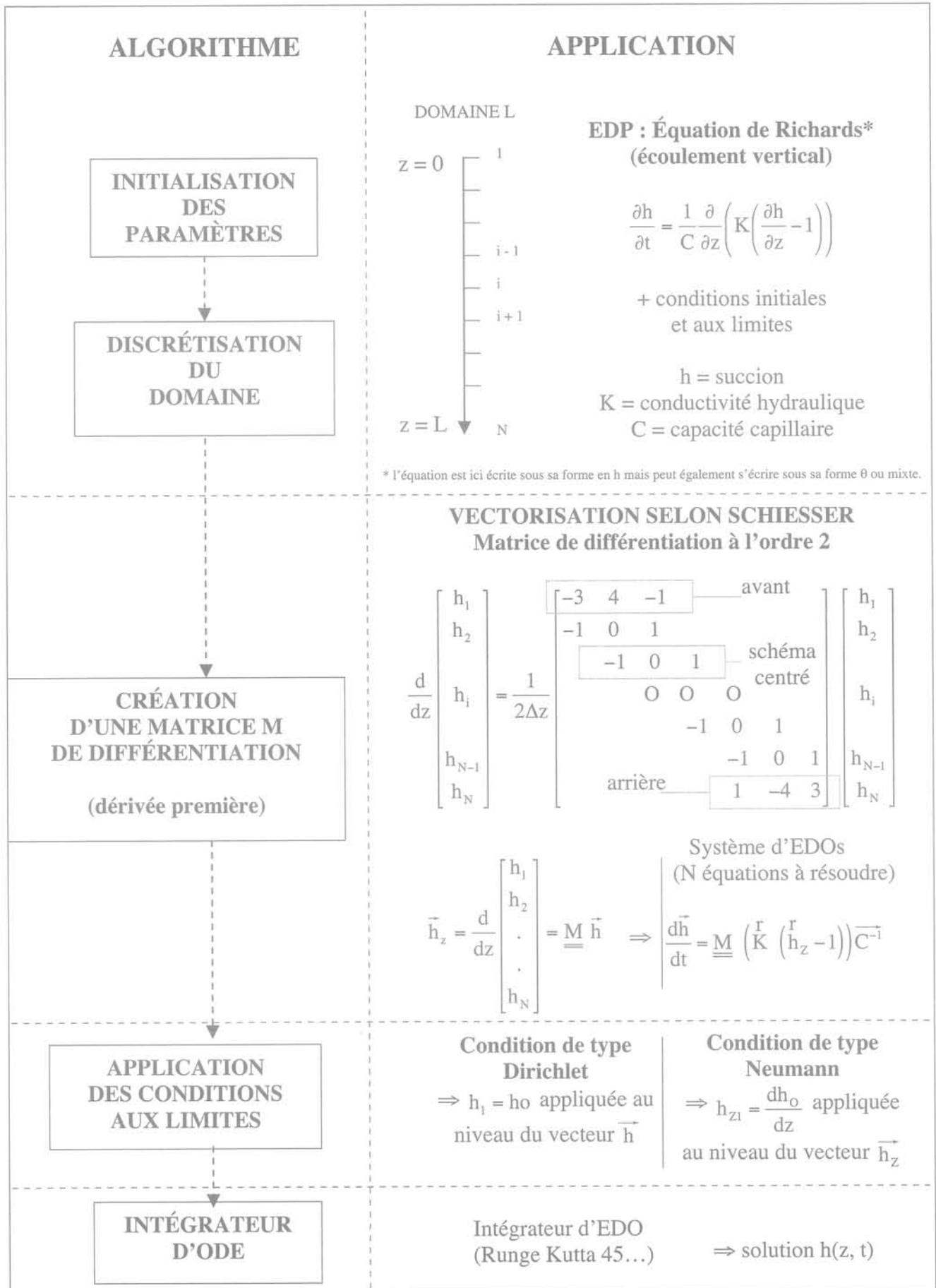
Ici, une solution des équations (7) et (8) est recherchée avec comme conditions aux limites :  $\bar{\theta} = 1$  à  $\eta = 0$  et  $\bar{\theta} = 0$  à  $\eta \rightarrow \infty$  (Tableau I). Après intégration des équations (7) et (8), la fonction hydraulique de diffusion et le coefficient chimique de dispersion s'expriment sous la forme :

$$D(\bar{\theta}) = -\frac{1}{2} \frac{\partial \eta}{\partial \bar{\theta}} \int_0^{\bar{\theta}} \eta du \quad (10)$$

et :

$$D_s^*(\bar{\theta}) = -\frac{1}{2} \frac{\partial \eta}{\partial \bar{c}} \int_0^{\bar{c}} G du \quad (11)$$

Pour un  $D_s^*$  constant, Smiles *et al.* (1978) proposent une solution analytique de l'équation (8) pour des conditions aux limites telles que celles décrites dans le tableau I et ceci pour toute expression de  $\eta(\bar{\theta})$  satisfaisant l'équation (7). Cependant, dans le cas où  $D_s^*$  est non constant, aucune solution analytique de l'équation (8) n'a été proposée dans la littérature jusqu'à présent.



\* l'équation est ici écrite sous sa forme en h mais peut également s'écrire sous sa forme  $\theta$  ou mixte.

FIG. 1 Méthode des lignes présentée sous forme d'organigramme. Schematic of Method of Lines.

**TABEAU I** Conditions initiales et aux limites.  
Initial and boundary conditions.

	Variables	Variables réduites
t = 0	$\theta = \theta_i$	$\bar{\theta} = 0$
$x \rightarrow \infty$	$\theta = \theta_s$	$\bar{\theta} = 1$
x = 0	$\theta = \theta_s$	$\bar{\theta} = 0$
	c = c <sub>i</sub>	$\bar{c} = 0$
	c = c <sub>i</sub>	$\bar{c} = 0$
	c = c <sub>i</sub>	$\bar{c} = 1$

La solution analytique de l'équation (8) présentée ici est obtenue en appliquant la technique de Brutsaert (1976) et prenant un profil de type Brutsaert (1976) de la forme :

$$\bar{\theta}(x,t) = \bar{\theta}(\eta) = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_{wf}}\right)^{\left(\frac{1}{N_w}\right)} \quad (12a)$$

$$\bar{c}(x,t) = \bar{c}(\eta) = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_{sf}}\right)^{\left(\frac{1}{N_s}\right)} \quad (12b)$$

représente les positions du front d'humectation (= *water front*) et du front de soluté (= *solute front*), N un paramètre de calage (avec  $N_w$  et  $N_s$ ).

Si l'équation (12a) décrit parfaitement la réalité en termes de déplacement du front d'humectation, l'équation (12b) ne peut reproduire l'effet de diffusion observé en fin de front du soluté (front diffus) et ne peut s'appliquer que pour un front de profil abrupt. Cependant, le but ici est d'offrir un moyen de valider les solutions issues de modèles numériques. Par ailleurs, on peut noter que l'équation (12) capture d'une manière générale la physique du problème de propagation d'un front de soluté. D'autres expressions pour  $\bar{c}(\eta)$  pourraient être utilisées si nécessaire, dans le but par exemple de caler résultats de simulations numériques et données expérimentales. Physiquement, les seules restrictions sur les paramètres N et  $\eta$  dans les équations (12a) et (12b) sont :  $N > 1$  et  $\eta \geq \eta_{wf} \geq \eta_{sf}$ . Pour des questions de simplifications algébriques, on choisit ici de prendre  $N_w = N_s$  et  $\eta_{wf} = \eta_{sf} = 1$ .

En utilisant les expressions fournies par (12a) et (12b), les équations (10) et (11) peuvent alors être intégrées directement pour déterminer les fonctions de diffusion D et dispersion  $D_s^*$  :

$$D(\bar{\theta}) = \frac{N}{2} \bar{\theta}^N \left(1 - \frac{\bar{\theta}^N}{N+1}\right) \quad (13)$$

et :

$$D_s^*(\bar{\theta}) = \frac{\theta_i}{\theta_s - \theta_i} D(\bar{\theta}) - \frac{N^2}{2(N+1)(N+2)} \bar{\theta}^{2N+1} \quad (14)$$

Dans la condition où  $D_s(\bar{\theta}) \geq 0$ , on obtient la restriction suivante :  $\theta_i > \frac{\theta_s}{N+3}$ .

En résumé, D et  $D_s$  sont obtenus à partir des équations (13) et (14), la solution des équations (5) et (6) est donnée par l'équation (12).

#### 4.2

### Précision du code numérique

Les résultats numériques obtenus par la méthode des lignes sont comparés avec ceux fournis par la

solution analytique en termes de teneur en eau et de concentration (Fig. 2). Les bilans massiques sont également calculés en intégrant les profils des variables  $\bar{\theta}$  et  $\bar{c}$  sur l'ensemble du domaine infiltré (Tableau II).

La valeur du paramètre N provenant de l'équation de Brutsaert (12) définit en fait la forme du front d'eau ou de la concentration en soluté. Plus N est grand et plus le front s'avèrera abrupt. A l'inverse, pour un N petit, le front apparaîtra plus diffus. En d'autres termes, les valeurs des gradients de teneur en eau  $\frac{d\theta}{dz}$  et de

concentration  $\frac{dc}{dz}$  à proximité des fronts respectifs d'eau et de soluté sont d'autant plus importantes que N est grand. Par conséquent, N joue un rôle majeur dans la précision des résultats numériques. Pour les différentes valeurs de N testées (N = 2, 3, 4 et 5), les résultats de simulation numérique sont en accord avec ceux fournis par la solution analytique (Fig. 2a et 2b). Les écarts restent inférieurs à  $10^{-4}$  pour une valeur de N = 2, c'est-à-dire dans le cas d'un front diffus. Pour une valeur de N inférieure à 5, la précision numérique reste acceptable. L'erreur relative concernant les bilans massiques de teneur en eau et de soluté (Tableau II) est négligeable ( $\sim 10^{-4}$ ).

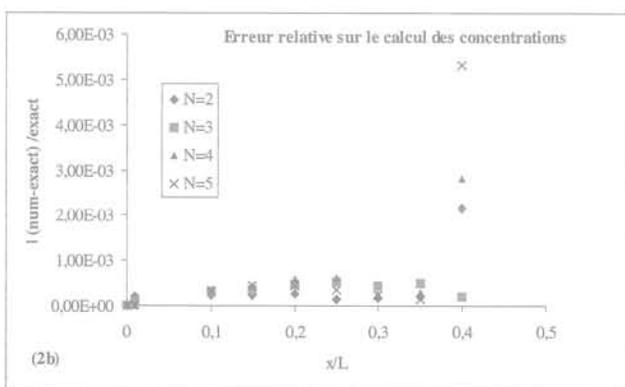
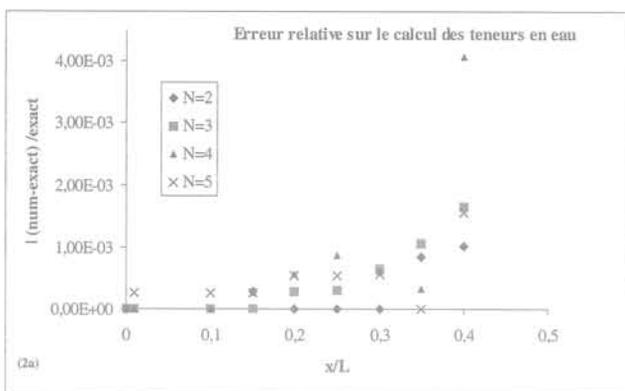


FIG. 9A ET 9B

Comparaison entre valeurs numériques et solutions exactes : teneurs en eau (a), concentrations (b) pour différentes distances x à l'origine. Conditions de simulation :  $\theta_s = 0,4$  ;  $\theta_i = 0,1$  ; L = 5 ; temps d'infiltration = 5 ; pas d'espace = 0,025.

Comparison between numerical results and exact solution : water content (a) the solute concentration (b) at different distances x from the origin. Conditions of simulation :  $\theta_s = 0,4$  ;  $\theta_i = 0,1$  ; L = 5 ; infiltration time = 5 ; step size = 0,025.

TABLEAU II

**Erreur sur la conservation de masse. Conditions de simulation :**  $\theta_s = 0,4$ ;  $\theta_r = 0,1$ ;  $L = 5$ ; temps d'infiltration = 5; pas d'espace = 0,025.  
**Mass balance error. Conditions of simulation :**  $\theta_s = 0.4$ ;  $\theta_r = 0.1$ ;  $L = 5$ ; infiltration time = 5; step size = 0.025.

	N = 2	N = 3	N = 4	N = 5
eau	2,06E-04	4,18E-04	5,17E-04	5,05E-04
soluté	4,08E-04	1,87E-04	2,73E-04	6,39E-04

5

## Écoulement vertical et transport de soluté

5.1

### Conditions de simulation

Les solutions numériques sont obtenues à partir de la méthode des lignes pour un écoulement vertical défini par les équations (1) et (2). Deux sols sont testés : une argile (Yolo light Clay : YLC, Fuentes *et al.*, 1992) et un sol à texture grossière (INU) tel que celui utilisé par Inoue *et al.*, 2000. Les expressions des courbes de rétention d'eau des deux sols sont décrites par l'équation de Van Genuchten (1980) :

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left( 1 + \left( \frac{h}{h_v} \right)^n \right)^{-m} \quad (15)$$

La fonction de conductivité hydraulique de l'argile YLC est décrite par la relation de Brooks et Corey (1964) :

$$\frac{K}{K_s} = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^\beta \quad (16)$$

$$\text{avec } \beta = \frac{2}{mn} + 2 + p \quad (17)$$

Pour le sol INU, la relation de conductivité hydraulique est décrite par le modèle de Mualem (1976) :

$$K = K_s \bar{\theta}^l \left[ 1 - \left( 1 - \bar{\theta}^m \right)^2 \right] \quad (18)$$

De l'équation (15) à (18),  $K_s$  représente la conductivité hydraulique à saturation,  $h_v$ ,  $\beta$ ,  $m$ ,  $n$ ,  $p$  et  $l$  sont des paramètres de forme et d'échelle dépendant de la nature du sol. Les valeurs de ces paramètres sont reportés au tableau III (d'après Fuentes *et al.*, 1992).

TABLEAU III

**Valeurs des paramètres hydrauliques des deux sols testés YLC et INU.**  
 Values of the hydraulic parameters of both soils tested YLC and INU.

	$\theta_s$	$\theta_r$	$-h_v$ (cm)	$m$	$n$	$K_s$ (cm h <sup>-1</sup> )	$l$	$p$
YLC	0,4950	0	19,31	0,0995	2,22	0,0443	-	-
INU	0,31	0,027	7,25	0,502	2,01	162	-1,16	1,907

Trois différents essais de simulation ont été réalisés, avec pour chacun, une condition de drainage libre (gradient nul) et un gradient de concentration nul à la base ( $z = -L$ ). En surface ( $z = 0$ ), des conditions aux limites de type Dirichlet (teneur en eau constante) et Neumann sont appliquées en termes d'humidification du sol. De même, soit la concentration en soluté est maintenue constante, soit une condition de flux est appliquée en surface. La teneur en eau initiale du sol est choisie constante ainsi que la concentration initiale en soluté. Le tableau IV donne un récapitulatif des différentes conditions testées pour ces essais de simulation.

5.2

### Résultats et discussion

Les figures 3a à 3f présentent les profils de teneur en eau et de concentration en soluté à des temps d'infiltration différents pour chacun des deux sols testés et suivant les conditions de simulation décrites dans le tableau IV. Dans chacun des exemples traités, le coefficient de diffusion moléculaire utilisé a pour valeur  $D_m = 1,9 \cdot 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s. La valeur du coefficient de dispersion longitudinal  $\alpha$  vaut 0,221 cm pour le sol INU et 0,02 cm pour le sol YLC. Dans l'article d'Inoue *et al.* (2000), à défaut de donner les profils de teneur en eau et de concentration en soluté, les résultats expérimentaux sont présentés en termes de variations dans le temps de la suction  $h$ , la teneur en eau  $\theta$  et la concentration  $c$  à une profondeur donnée. A titre de vérification, un test de simulation a été réalisé dans les mêmes conditions de simulation. Les courbes expérimentales d'Inoue *et al.* (2000) et numériques de  $h(t)$ ,  $\theta(t)$  et  $c(t)$  fournies à la côte  $z = 23$  cm, sont présentées sur la figure 4. Les résultats de simulation obtenus sont en parfait accord avec ceux fournis par Inoue *et al.*, 2000.

Concernant les tests de simulation présentés dans la figure 3, le transport de soluté dans le sol INU est complètement dominé par les effets de dispersion mécanique, et la contribution des effets de diffusion chimique est négligeable. Ceci se confirme par la valeur du rapport  $\alpha V/D_m$  (vitesse  $V = q/\theta$ ) qui est de l'ordre de 100. Ce résultat n'est pas surprenant, car le sol INU est un sol à texture grossière avec une conductivité hydraulique élevée et, par conséquent, des vitesses d'écoulement  $V$  également élevées. En revanche, dans le cas du sol de type argile YLC, le coefficient de diffusion moléculaire gouverne essentiellement le transport du soluté. Suivant les calculs présentés par Smiles *et al.* (1978),  $D_s$  peut être choisi comme indépendant du terme de vitesse  $V$  dans le sol YLC pour des durées d'infiltration supérieures à 4 secondes. Par ailleurs, les figures 3a à 3f mettent en évidence le retard du front de soluté par rapport au front d'humectation, ceci étant dû à l'effet « piston » du front d'infiltration sur la teneur en eau initiale du sol (Smiles *et al.*, 1978).

6

### Conclusion et perspectives

La solution analytique proposée ici dans le cas d'un écoulement horizontal couplé au problème de transport

TABLEAU IV

Conditions initiales et aux limites des essais de simulation ; domaine  $L = 30$  cm ; pression  $h$  (cm) ; flux  $q_0$  (cm/min) ; concentration  $c$  (mol/l).

Initial and boundary conditions of the numerical simulation ; Domain  $L = 30$  cm ; constant head  $h$  (cm) ; flux  $q_0$  (cm/min) ; concentration  $c$  (mole/l).

Essai	Sol	Conditions initiales $0 \leq z \leq L$	Conditions aux limites	
			$z = 0$	$z = L$
1 (Fig. 3a, b)	INU	$h = -26,8$ $c = 0,02$	$q_0 = 0,155$ $c_0 = 0,1$  $-\theta D_s \frac{\partial c}{\partial z} + qc = q_0 c_0$	$\frac{\partial h}{\partial z} = 0$ $\frac{\partial c}{\partial z} = 0$
2 (Fig. 3c, d)	YLC	$h = -200$ $c = 0,0002$	$h = -10$ $c = 0,001$	$\frac{\partial h}{\partial z} = 0$ $\frac{\partial c}{\partial z} = 0$
3 (Fig. 3e, f)	YLC	$h = -200$ $c = 0,0002$	$q_1 = 7 \times 10^{-4}$ $c = 0,001$	$\frac{\partial h}{\partial z} = 0$ $\frac{\partial c}{\partial z} = 0$

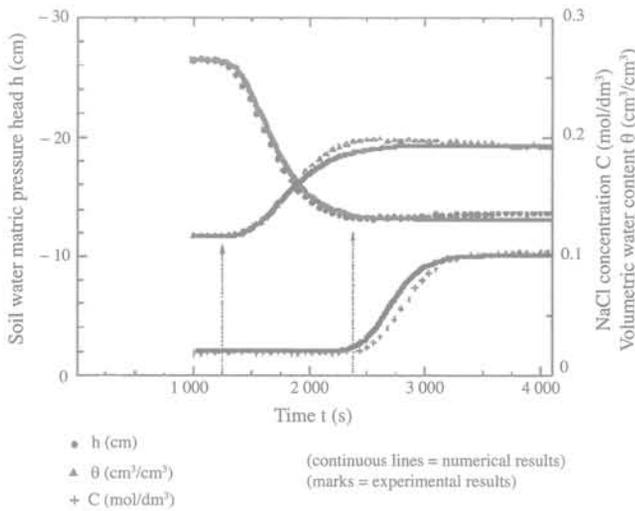
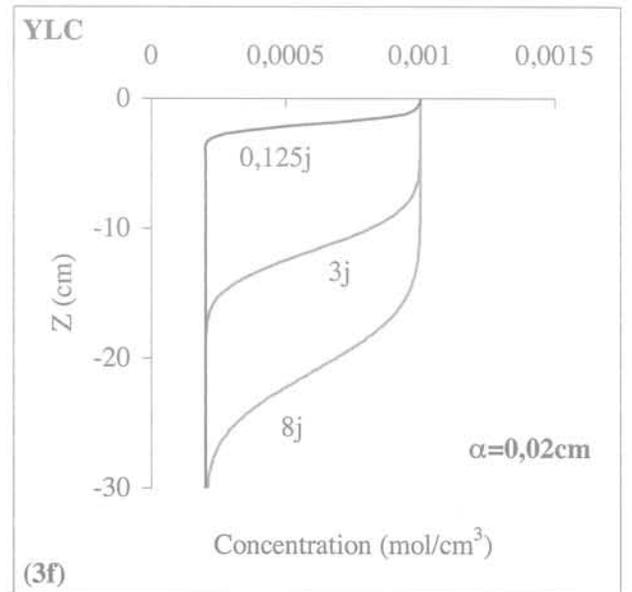
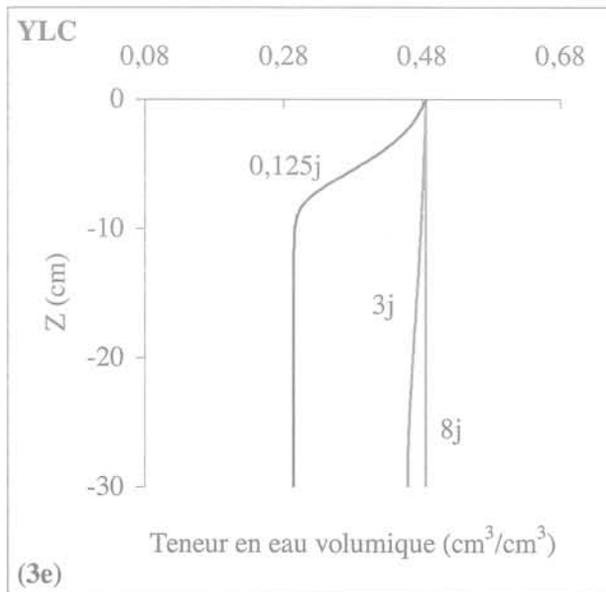
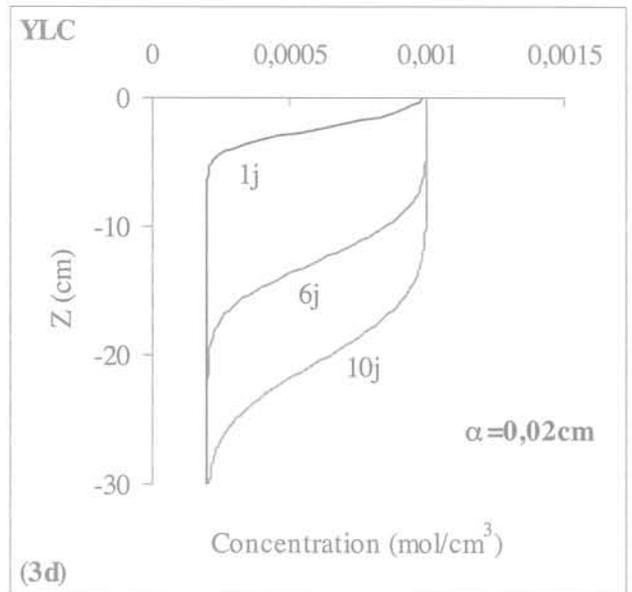
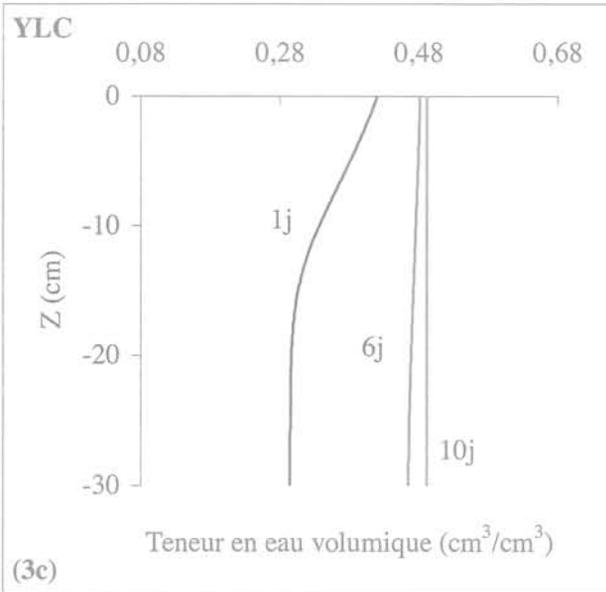
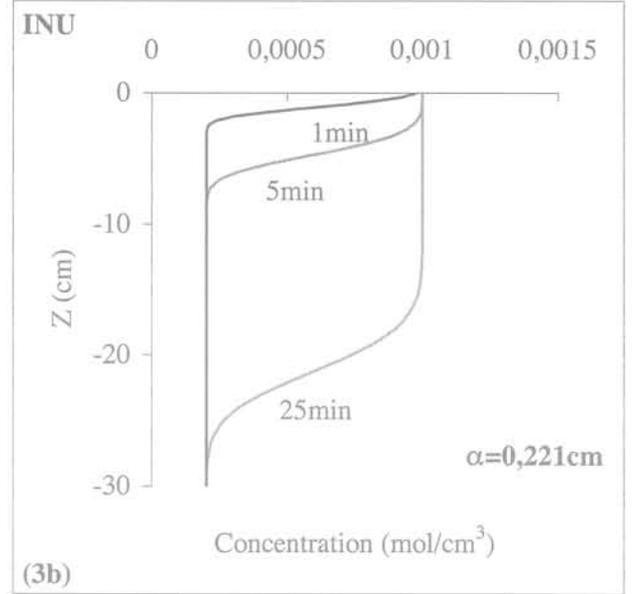
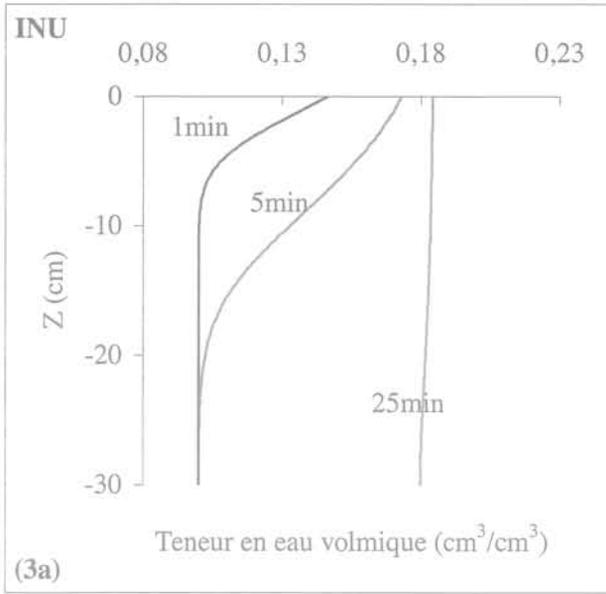


FIG. 4 Comparaison entre résultats de simulation numérique utilisant la méthode des lignes et résultats expérimentaux fournis par Inoue et al., 2000.

Comparison between numerical results using the method of lines and experimental results from Inoue et al., 2000.

de soluté en milieu non saturé offre un moyen efficace de valider les différents modèles numériques disponibles dans la littérature. Dans cette étude, elle a notamment permis de montrer l'efficacité et la robustesse de la méthode des lignes appliquée à la résolution de ces problèmes. Par ailleurs, la méthode de lignes a été également testée en configuration d'écoulement verticale et les résultats de simulation corroborent parfaitement les résultats expérimentaux fournis dans la littérature. Parce que cette technique de résolution numérique présente l'avantage d'être très versatile et très facile à programmer sous environnement MATLAB, il serait intéressant de proposer, à partir de cette technique numérique, des solutions aux problèmes d'écoulements préférentiels (*fingering effects*), par le développement d'un modèle 2D, avec prise en compte des phénomènes d'hystérésis (drainage-humidification) dans les fonctionnelles utilisées et pour des systèmes de sol multicouches.



**FIG. 3** Profils de teneur en eau et de concentration en soluté obtenus à différents temps d'infiltration pour les sols INU (3a, b) et YLC (3c, d, e, f). Pas d'espace = 0,3 cm.  
Water and solute profiles reached at different infiltration times for INU (3a, b) and YLC (3c, d, e, f) soils; step size of 0.3 cm.

- Bear J. – *Hydraulics of groundwater*. McGraw-Hill, New York, p. 225-248.
- Bond W.J. – Velocity-dependent hydrodynamic dispersion during unsteady, unsaturated soil water flow: Experiments. *Water Resour. Res.* 22, 1986, p. 1881-1889.
- Brooks R.H., Corey, C.T. – Hydraulic properties of porous media. *Hydrol. Paper*, Colorado State University, 1964, Fort Collins.
- Brutsaert W. – The concise formulation of diffusive sorption of water in a dry soil. *Water Resour. Res.* 12, 1976, p. 1118-1124.
- Flury M., Wu Q.J., Wu L., Xu L. – Analytical solution for solute transport with depth dependent transformation or sorption coefficient. *Water Resour. Res.* 34, 1998, p. 2931-2937.
- Fuentes C., Haverkamp R., Parlange J.Y. – Parameter constraints on closed-form soilwater relationships. *Journal of Hydrology* 3-4, vol. 97, Feb. 15, 1992, p. 341-346.
- Higham D.J., Higham N.J. – *MATLAB guide*. Society for Industrial and Applied Mathematics, 2000, Philadelphia
- Inoue M., Simunek J., Shiozawa S., Hopmans J.W. – Simultaneous estimation of soil hydraulic and solute transport parameters from transient infiltration experiments. *Advances in Water Resources* 23, 2000, p. 677-688.
- Lee H., Braddock R., Sander G. – Automating the Method of Lines for Modeling Moisture Flow in the Unsaturated Zone. *Computational Techniques and Applications CTAC-98*, B.J. Noye, M.D. Teubner, A.W. Gill (eds), World Scientific Publishing Co, 1998, p. 361-368.
- Mualem Y. – A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resour. Res.* 12, 1976, p. 513-522.
- Park N. – Closed-form solutions for steady state density dependent flow and transport in a vertical soil column. *Water Resour. Res.* 32 (5), 1996, p. 1317-1322.
- Sander G.C., Parlange, J.Y., Kuhnelt V., Hogarth W.L., Lockington D., O'Kane J. – Exact nonlinear solution for constant flux infiltration. *Journal of Hydrology* 3-4, vol. 97, Feb. 15, 1998, p. 341-346.
- Schiesser W.E. – *The numerical method of lines. Integration of partial differential equations*. Academic Press, 1991, 326 p.
- Smiles D.E., Perroux K.M., Zegelin S.J., Raats P.A.C. – Hydrodynamic dispersion during constant rate absorption of water by soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 45, 1981, p. 453-458.
- Smiles D.E., Phillip J.R., Knight J.H., Elrick D.E. – Hydrodynamic dispersion during absorption of water by soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 42, 1978, p. 229-234.



# De certains effets hydromécaniques lors du creusement et de l'exploitation de galeries de stockage en milieu fracturé

**A. THORAVAL**

INERIS, École supérieure  
des mines de Nancy  
Parc de Saurupt  
54042 Nancy Cedex  
alain.thoraval@ineris.fr

**N. GATELIER  
T. YOU**

GEOSTOCK  
7, rue E.-et-A.-Peugeot  
92563 Rueil-Malmaison  
Cedex  
nga@geostock.fr  
tyo@geostock.fr

## Résumé

Cet article porte sur une analyse, par modélisation numérique, du comportement hydromécanique des ouvrages de stockage creusés en milieu fracturé. On a cherché à évaluer, à l'aide du logiciel 3DEC, les variations de pression hydraulique, de déplacement, de contrainte et de débit dans les fractures qu'intersecte une galerie circulaire au cours de son creusement. Nous avons pu montrer l'importance des effets mécaniques, puis quantifier la sensibilité des résultats à la position, à la raideur et à l'orientation des fractures.

*Mots-clés* : stockage souterrain, hydromécanique, 3DEC, fracture.

## About some hydromechanical effects occurring during excavation and exploitation of storage works in fractured rockmass

## Abstract

This article deals with the analysis of hydraulic behaviour of storage works excavated in fractured rock using numerical modelling. The 3D distinct element code 3DEC is used to assess the variations of water pressure, displacement, stress, flow-rate in the fractures intersected by a circular gallery. We could show the importance of the mechanical effects, and then quantify the sensitivity of the results to the localization, the stiffness and the orientation of the fractures.

*Key words* : underground storage, hydromechanics, 3DEC, fracture.

*NDLR* : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2006.

## Introduction

La prévision des conditions hydrogéologiques autour d'un stockage souterrain d'hydrocarbure en cavités minées non revêtues est de la plus grande importance puisque le confinement du produit stocké est assuré par la présence d'écoulements convergents en tous points de la paroi de la cavité du massif vers les galeries de stockage (Amantini *et al.*, 2005, van Hasselt *et al.*, 2003). Un système dit de rideaux d'eau est souvent nécessaire pour éviter la désaturation du massif et assurer la stabilité de la nappe pendant les phases de construction et d'opération.

La compréhension préalable de possibles effets hydromécaniques couplés sur les critères de stabilité et de confinement du produit présente donc un intérêt particulier pour le dimensionnement de l'ouvrage. En effet, les fissures sont des chemins préférentiels pour les écoulements or les essais de cisaillement au laboratoire (Gentier, 2002) montrent que la transmissivité d'une fissure est fortement affectée par les contraintes normales s'exerçant sur les épontes et par le cisaillement (effet de dilatance). La redistribution des contraintes induites par le creusement modifie donc la perméabilité du massif autour de l'ouvrage.

L'influence du couplage hydromécanique a été clairement mise en évidence par (Rutqvist, 2003) pour des problèmes aussi divers que la géothermie, le stockage de radionucléides, de matière polluante, d'hydrocarbure, de CO<sub>2</sub>, la construction d'ouvrage de génie civil (barrage, tunnel) ou des problèmes de stabilité de front rocheux ou d'ancienne exploitation minière. L'étude de ces phénomènes a nécessité ces dernières années le développement d'outils numériques adaptés. Sans vouloir faire une présentation exhaustive de l'état de l'art (nous renvoyons le lecteur à la synthèse faite par (Jing, 2003)), nous citons plus loin quelques travaux récents relatifs à cette problématique.

Le but de l'étude présenté dans cet article est double : d'une part vérifier la pertinence de l'outil numérique choisi (3DEC) pour la modélisation du comportement couplé hydromécanique des milieux fracturés, d'autre part estimer l'influence du creusement de l'ouvrage de stockage sur les conditions hydrauliques dans les fissures.

Dans la plupart des cas, compte tenu de la géométrie des ouvrages et de l'orientation de la fracturation, les effets hydromécaniques ne peuvent pas être appréhendés correctement en deux dimensions. Nous avons donc souhaité utiliser un outil de simulation tridimensionnel pour quantifier l'influence de la fracturation (position et orientation) sur le comportement hydromécanique d'une galerie de stockage au cours de son creusement et de son exploitation.

Pour cette première approche nous avons sciemment choisi des hypothèses simplificatrices fortes, le but n'étant pas de modéliser un stockage réel, afin de pouvoir dégager clairement l'influence des paramètres étudiés. Les hypothèses simplificatrices portent principalement sur :

- la géométrie de la galerie supposée circulaire ;
- la distribution et l'orientation des fractures considérant un nombre limité de fractures d'extension infinie à pendage vertical et orientées par rapport à l'axe de la galerie ;

- la loi de comportement de la matrice rocheuse et des fractures, supposée élastique linéaire ;

- le caractère monophasique des écoulements.

Dans une première partie nous vérifierons le bon fonctionnement du modèle tridimensionnel pour une géométrie adaptée à une comparaison 2D/3D. Dans la seconde partie, les simulations portent sur une galerie de stockage où est tout d'abord évaluée l'importance de la prise en compte des effets gravitaires et mécaniques. Le modèle est utilisé ensuite pour quantifier la sensibilité des résultats à la position, à la raideur et à l'orientation des fractures intersectant l'ouvrage.

## 2

## Mise au point et vérification du modèle tridimensionnel pour une géométrie adaptée à une comparaison 2D/3D

## 2.1

### Approches pour modéliser le comportement hydromécanique des milieux fracturés

Deux grands types d'approche ont été utilisés pour décrire le comportement hydromécanique d'un réseau de fractures :

- l'approche continue, qui suppose que le milieu fracturé peut être décrit par un milieu continu équivalent. Les techniques d'homogénéisation sont applicables lorsque les fractures sont petites devant le volume élémentaire représentatif (VER) du massif fracturé et qu'elles sont bien connectées. Tous les codes de calcul simulant le comportement hydromécanique des milieux poreux peuvent, *a priori*, être utilisés dans le cadre de cette approche. Cette approche n'est pas adaptée lorsque la densité du réseau de fracture est faible et ne pourra donc être retenue dans notre cas ;

- l'approche discrète qui suppose que la localisation et la géométrie exacte des fractures sont connues. Les outils les plus fréquemment utilisés dans ce cas sont les codes UDEC (ITASCA, 1993) ou 3DEC (ITASCA, 1994), (Damjanac B., 1994), développés par Cundall depuis 1971 et 1986, et basés sur les méthodes des éléments distincts, bien qu'ils négligent aujourd'hui les écoulements à travers la matrice poreuse. Des efforts ont été faits ces dernières années pour simuler le comportement hydromécanique des fractures dans des codes initialement conçus pour décrire uniquement le comportement hydromécanique des milieux poreux continus. On citera notamment les codes VIPLEF (Tijani, 1996), CASTEM 2000 & TRIO-EF (Millard, 1999), ROCMAS (Rutqvist, 2002).

## 2.2

### Description du logiciel 3DEC

Les calculs tridimensionnels de cette étude sont réalisés avec le logiciel 3DEC développé par la société ITASCA. Ce logiciel est la version tridimensionnelle du logiciel UDEC (*Universal Distinct Element Code*) conçu exclusivement pour le calcul en deux dimensions.

Ce logiciel a été développé spécifiquement pour simuler la réponse quasi statique ou dynamique d'un milieu rocheux fracturé à une sollicitation. Dans 3DEC, la modélisation du massif rocheux fracturé est faite par un assemblage 3D de blocs rigides ou déformables avec possibilité de grands déplacements et rotations. Plusieurs lois de comportement mécaniques sont disponibles pour les joints et la matrice rocheuse.

Un module hydraulique et hydromécanique est disponible depuis la version 3.00.073 de 3DEC. Le principe des calculs hydromécaniques est similaire à celui du calcul fait avec UDEC mis à part le fait que le milieu fracturé soit supposé totalement saturé (pas de milieu non saturé dans la version actuelle). Dans le cadre de cette étude, c'est la version 3.00.088 qui a été utilisée. Les calculs ont été faits en double précision.

L'écoulement dans 3DEC est considéré comme laminaire. Il est régi par la loi cubique. Deux algorithmes permettent des calculs d'écoulement en régime transitoire suivant que l'on considère le fluide comme compressible ou incompressible.

Les calculs hydromécaniques supposent une variation de l'ouverture hydraulique des fractures avec les variations de la contrainte normale exercée sur ses épontes et de la pression hydraulique en son sein suivant la relation :

$$a = a_0 + \Delta u_n \quad (1)$$

où :

–  $a_0$  est défini comme « l'ouverture hydraulique correspondant à l'état de contrainte et de pression initiale avant creusement de l'ouvrage ». Les variations de l'ouverture hydraulique des fractures seront donc uniquement liées au creusement de la galerie ;

– la fermeture mécanique  $\Delta u_n$  s'obtient en divisant la contrainte normale effective exercée sur les épontes de la fracture par la raideur normale de la fracture selon la formule :

$$\Delta u_n = -\Delta \sigma_n' / K_n \quad (2)$$

– sachant que, par ailleurs, la variation de la contrainte normale effective s'obtient en soustrayant la variation de la pression hydraulique à la variation de la contrainte normale totale, selon la relation de Terzaghi :

$$\Delta \sigma_n' = \Delta \sigma_n - \Delta P \quad (3)$$

Les logiciels UDEC et 3DEC respectent les conventions suivantes : la variation de la contrainte normale (totale ou effective) s'exerçant sur un joint est comptée positivement si la compression mécanique du joint augmente alors que la variation de la fermeture mécanique  $\Delta u_n$  correspondante est comptée négativement. Dans la matrice rocheuse considérée comme imperméable, la convention sur les contraintes totales est inversée (négative en compression et positive en traction).

Des travaux antérieurs réalisés par l'INERIS ont permis de vérifier le bon fonctionnement des logiciels UDEC et 3DEC pour simuler des écoulements en régime stationnaire (Thoraval, 2003). L'utilisation des logiciels UDEC et 3DEC en hydromécanique des milieux fracturés a permis également :

– de déterminer les caractéristiques hydromécaniques des fractures par interprétation de tests de pompage et d'injection réalisés dans le massif calcaire de Coaraze (Cappa *et al.*, 2004). L'interprétation de ces essais à l'aide des logiciels 3DEC et ROCMAS (Cappa *et al.*, 2005) fait apparaître une grande cohérence entre les mesures et les 2 approches numériques utilisées ;

– de qualifier les effets d'une injection d'eau dans les puits géothermiques de Soultz-sous-Forêts (Hosni *et al.*, 2003). Cette injection induit une augmentation de la perméabilité du milieu consécutif à un cisaillement irréversible des fractures ;

– de quantifier l'impact du choix de la loi de comportement mécanique des fractures sur l'importance des débits entrant dans une cavité souterraine (Mas Ivars, 2004).

## 2.3

### Description du modèle utilisé pour la comparaison 2D/3D

Nous avons simulé le comportement hydromécanique en régime stationnaire d'une galerie fictive de section rectangulaire de 10 m de hauteur, de très grande largeur (120 m), de longueur infinie, située à 125 m de profondeur. Ce choix géométrique pour la comparaison 2D/3D peut apparaître assez irréaliste, mais il a pour avantage de conserver certains aspects de la géométrie réelle que l'on retiendra par la suite tout en amplifiant les effets induits par le creusement (du fait des dimensions de l'ouvrage) et donc les écarts éventuels entre les résultats des modèles 2D et 3D.

Le milieu, dans lequel les galeries sont creusées, est supposé homogène et élastique. Il est fracturé par une série de cinq fractures verticales, toutes orientées parallèlement à l'axe de la galerie fictive, soit perpendiculairement à l'axe de la galerie « réelle ». Les fractures sont situées respectivement à une distance de 1 m, 6 m, 11 m, 16 m et 26 m du front de taille de la galerie « réelle ».

Cette géométrie se prête à une comparaison 2D/3D, le plan 2D étant choisi perpendiculaire à l'axe de la galerie fictive. Le calcul 2D sera réalisé avec le logiciel UDEC dans l'hypothèse des déformations planes.

On suppose un état de contrainte initial isotrope de –3,5 MPa (contraintes négatives en compression) et une pression hydraulique initiale de 1,25 MPa. On néglige, dans ce calcul, les variations de pression hydraulique et de contrainte liées à la gravité. On impose une pression hydraulique nulle sur les parois de la galerie (les parois de la galerie sont supposées drainantes). Les joints sont alimentés sous pression constante en imposant une pression hydraulique de 1,25 MPa au niveau des limites inférieure et supérieure du modèle.

Dans ce calcul, on impose des déplacements nuls perpendiculairement aux limites extérieures du modèle (positionnées à 20 m du parement de la galerie). On impose également une pression hydraulique de 1,25 MPa sur toutes les faces, sauf sur le plan de symétrie vertical passant par le centre de la galerie. Le creusement de la galerie est simulé par l'application d'une pression hydraulique et d'une contrainte nulles sur les parements de la galerie. Le maillage du modèle 3DEC et les conditions appliquées aux limites sont indiqués sur la figure 1.

Nous avons considéré, dans le cadre de cette étude, que la matrice rocheuse et les fractures ont un comportement élastique :  $E$  (module de Young de la matrice rocheuse) = 40 GPa ;  $\nu$  (coefficient de Poisson) = 0,25. Les fractures ont une raideur (normale et tangentielle) constante :  $K_n$  (raideur normale) = 10 GPa/m ;  $K_s$  (raideur tangentielle) = 1 GPa/m.

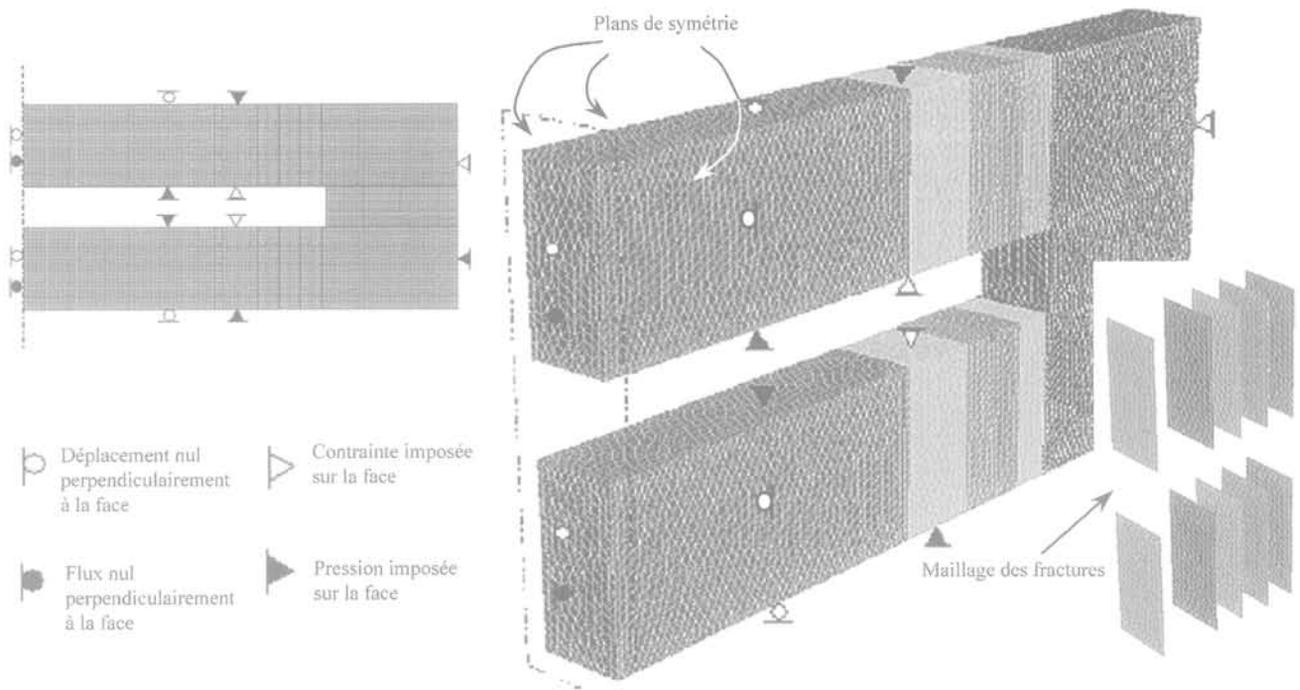


FIG. 1 Géométrie, maillage et conditions aux limites du modèle utilisés pour l'étude comparative UDEC/3DEC. Model geometry, mesh and boundary conditions used for UDEC/3DEC comparison.

La loi d'écoulement retenue est la loi cubique :  $a_0$  (ouverture hydraulique correspondant à l'état de contrainte et de pression initiale avant creusement de l'ouvrage) =  $10^{-3}$  m. La matrice est supposée imperméable ; tous les écoulements s'effectuent à travers les fractures. Il n'y a donc pas lieu de préciser les caractéristiques hydrauliques de la matrice rocheuse.

Les résultats sont visualisés sous la forme de profils le long de la verticale passant par l'axe de la galerie et appartenant au plan de fracture et sous la forme d'isovaleurs dans le plan de fracture considéré.

## 2.4

### Synthèse de l'analyse comparative 2D/3D

La cohérence des résultats (répartition des pressions hydrauliques, des contraintes totales et effectives) fournis par les codes UDEC et 3DEC (Fig. 2) a pu être vérifiée. D'après les résultats, le comportement des fractures n'est plus influencé significativement par la proximité du front de creusement à une distance supérieure à 5 m. On observe toutefois une influence du front sur la fracture localisée à 1 m qui se traduit par une diminution plus importante des ouvertures hydrauliques et des débits à proximité du parement de la galerie.

Sans être rigoureusement identiques, les résultats obtenus avec le logiciel 3DEC sont très proches de ceux obtenus avec UDEC. Les variations de pression hydraulique sont identiques. Les variations d'ouverture hydraulique sont légèrement plus élevées avec le code 3DEC, en particulier dans la fracture la plus proche du front de creusement où la réduction de la galerie est de 13 % au lieu de 8 % (les différences sont 5 fois plus faibles dans les autres fractures). Ces écarts sur les

ouvertures hydrauliques induisent également que les débits entrant dans la galerie, calculés avec le code 3DEC, soient un peu plus faibles d'environ 13 % (Fig. 3).

Nous avons cherché à vérifier si ces résultats pouvaient s'expliquer par le choix du maillage ou de l'algorithme de couplage. On a pu vérifier que les écarts diminuaient lorsque l'on augmentait la finesse du maillage de 3DEC. Les écarts se stabilisent toutefois à partir d'une certaine finesse du maillage. Sachant que nous avons choisi, pour le modèle de référence, une finesse plus grande que ce seuil, les écarts obtenus ne peuvent s'expliquer par la qualité du maillage. Les différents algorithmes disponibles (considérant ou non que le fluide est incompressible) ont été utilisés. Aucune différence notable n'a été constatée. Nous avons également vérifié l'impact de la « brutalité » du creusement sur les résultats. Pour ce faire, le creusement de la galerie a été simulé en déconfinant progressivement les parements de la galerie et en réduisant de la même manière la pression hydraulique imposée au niveau des parements de la galerie. De petites différences (inférieures à 10 %) apparaissent à proximité immédiate de la galerie (elles ne concernent pas la fracture la plus proche de la galerie). L'origine des faibles différences constatées entre les résultats de UDEC et de 3DEC reste donc encore à préciser.

L'interaction hydromécanique des fractures a été étudiée, avec 3DEC, en comparant le modèle de référence à cinq fractures avec un modèle ne retenant que trois de ces fractures. On observe que la diminution de l'ouverture hydraulique induite par le creusement de la galerie est légèrement plus faible (plus particulièrement à proximité du front) lorsque la densité des fractures augmente. Les écarts observés (qui restent inférieurs à 10 %) peuvent s'expliquer par l'augmentation de la déformabilité globale du milieu lorsque l'on augmente le nombre de fractures.

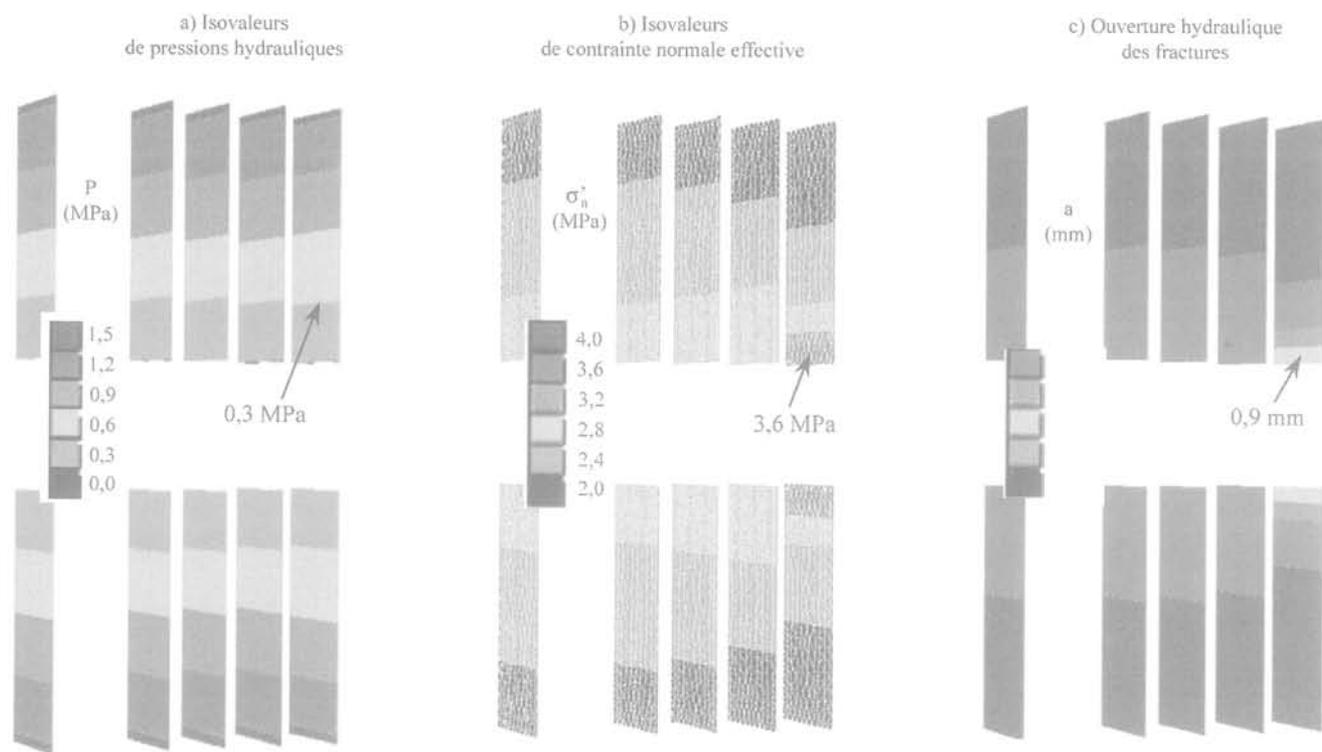


FIG. 2 Isovaleurs de pression hydraulique (a), de contrainte normale effective (b), d'ouverture hydraulique (c) dans les plans de fracture obtenues avec 3DEC.  
3DEC isovalues of hydraulic pressure (a), normal effective stress (b), hydraulic aperture (c) into the fractures.

a - fractures les plus éloignées

b - fractures les plus proches

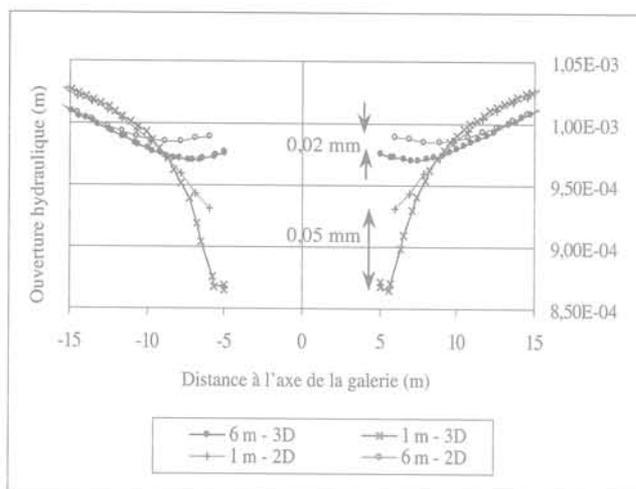
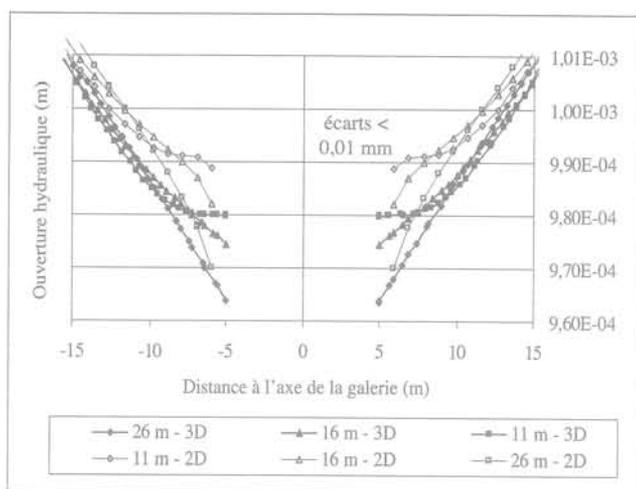


FIG. 3 Comparaison des profils verticaux d'ouverture hydraulique obtenus avec UDEC (traits fins) et 3DEC (traits épais) dans les 5 fractures.  
UDEC (fine lines)/3DEC (thick lines) comparison of vertical hydraulic aperture profiles in the 5 fractures.

3

## Mise au point d'un modèle représentatif d'une galerie de stockage

3.1

### Description du modèle de référence

On modélisera, en 3 dimensions avec le logiciel 3DEC, une galerie de stockage circulaire de 10 m de dia-

mètre et de 120 m de longueur (il s'agit donc de la galerie « réelle » précédente). Le modèle est un parallépipède dont 4 faces sont situées à 25 m de l'axe de la galerie. Les 2 faces perpendiculaires à l'axe de la galerie sont situées respectivement au milieu de la galerie (axe de symétrie) et à 40 m du front de la galerie. Les dimensions du modèle sont donc de 100 m x 50 m x 50 m.

Le modèle de référence néglige les effets de la gravité sur la répartition des contraintes et des pressions hydrauliques. On considère les conditions initiales et aux limites suivantes (Fig. 4) : contrainte initiale isotrope de -3,5 MPa ; pression hydraulique initiale de 1,25 MPa ; contrainte mécanique de -3,5 MPa impo-

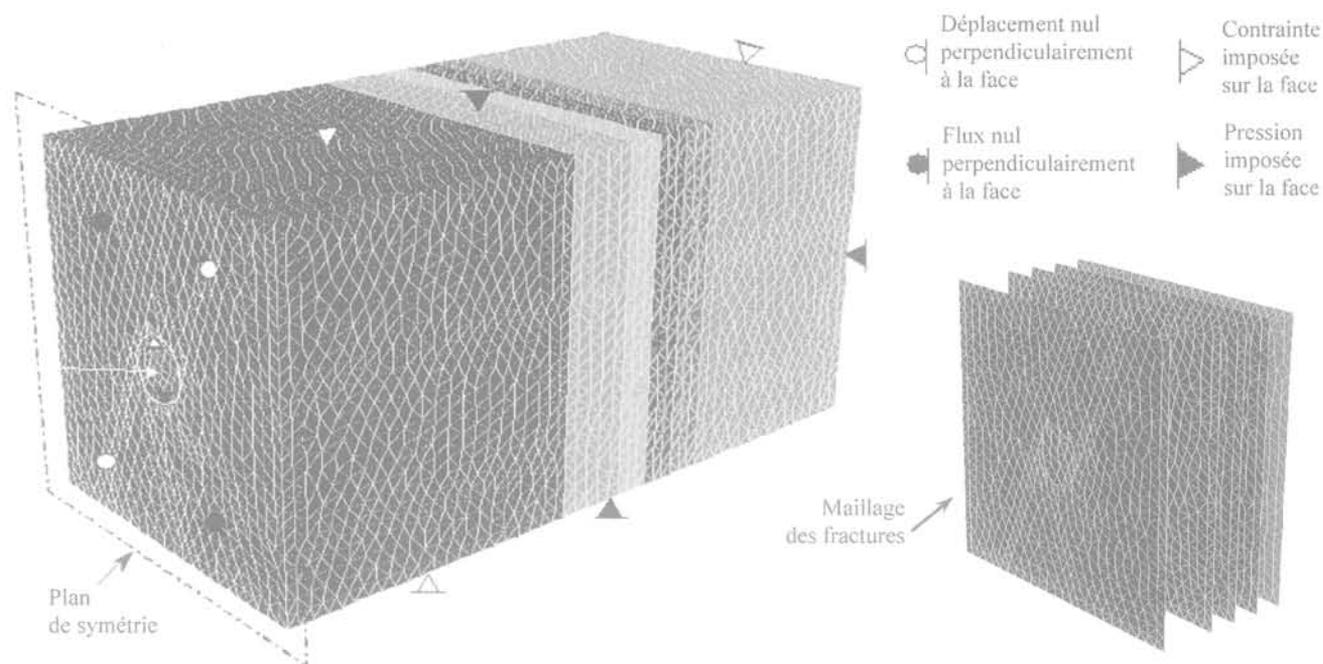


FIG. 4 Géométrie, maillage et conditions aux limites du modèle utilisés pour le modèle de la galerie de stockage. Model geometry, mesh and boundary conditions used for the storage gallery model.

sée sur toutes les faces sauf sur le plan de symétrie où un déplacement normal nul a été imposé ; pression hydraulique de 1,25 MPa imposée sur les faces sauf sur le plan de symétrie où un débit nul a été imposé.

Le comportement mécanique de la matrice rocheuse et des discontinuités est à nouveau supposé élastique linéaire. Les propriétés sont identiques à celles définies dans le paragraphe 2.

### 3.2

## Synthèse des résultats du cas de référence

Cette modalité de calcul néglige la gravité mais prend en compte le couplage hydromécanique. Elle a permis de quantifier les variations d'ouverture hydraulique des fractures en fonction de leur positionnement par rapport au front de creusement de la galerie et de la distance au parement de celle-ci.

La figure 5 montre les fermetures mécaniques et les déplacements tangentiels induits par le creusement de la galerie. Les valeurs les plus fortes sont observées en bordure de galerie à proximité du front de taille.

Les réductions d'ouverture sont sensiblement identiques dans les 4 fractures les plus éloignées (6 m, 11 m, 16 m et 26 m). Elles sont environ 50 % plus élevées dans la fracture localisée à 1 m du front de creusement.

La figure 6 montre les isovaleurs d'ouverture hydraulique (a), de pression hydraulique (b), de contrainte normale effective (c) ainsi que la distribution des vitesses d'écoulement dans la fracture la plus

proche du front de creusement de la galerie pour le modèle de référence.

### 3.3

## Évaluation des effets gravitaires

La prise en compte de la gravité ne modifie pas de façon significative les résultats précédents. Elle induit principalement une dissymétrie de part et d'autre de la galerie du fait de la modification des contraintes imposées sur les limites extérieures du modèle. Les vitesses d'écoulement entrant dans la galerie restent globalement identiques (même si les valeurs maximales peuvent différer légèrement du fait d'une variation locale du gradient de pression hydraulique).

### 3.4

## Évaluation des effets mécaniques

Il s'agit d'évaluer l'importance de la prise en compte du couplage hydromécanique sur le calcul des écoulements. Ce calcul est identique au cas de référence, mais il est réalisé en hydraulique pure, l'ouverture des fractures restant donc égale à 1 mm.

La non-prise en compte du comportement mécanique, qui revient à considérer que les ouvertures hydrauliques restent partout égales à la valeur initiale, soit 1 mm, même après le creusement de la galerie, induit une augmentation des vitesses d'écoulement maximales entrant d'environ 10 % dans toutes les fractures.

## a - Fermetures mécaniques des fractures

## b - Déplacements tangentiels des fractures

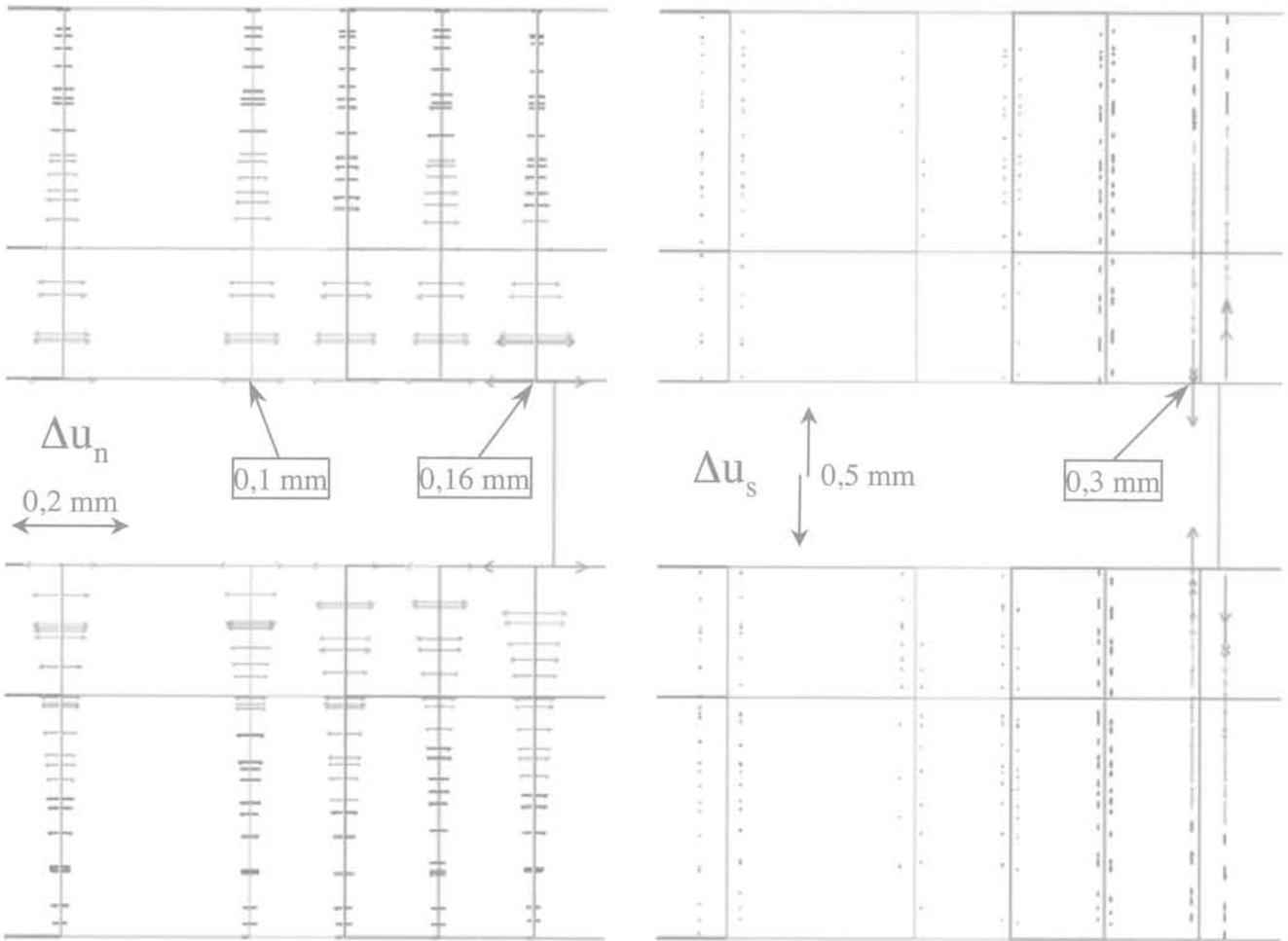


FIG. 5 Fermetures mécaniques et déplacements tangentiels des fractures induits par le creusement de la galerie dans le cas du modèle de référence.  
Fracture mechanical closures and fracture shear displacements induced by the excavation of the storage gallery (reference case).

4

## Sensibilité des résultats aux caractéristiques de la fracturation

4.1

### Impact de la densité des fractures

Afin de quantifier les interactions hydromécaniques éventuelles des cinq fractures du modèle de référence, nous avons réalisé une variante avec uniquement trois des cinq fractures précédentes. Les trois fractures qui ont été conservées sont les fractures localisées à 26 m, 11 m et 1 m du front de creusement. Les écarts restent globalement faibles. Ils sont un peu plus importants dans la fracture la plus proche du front à proximité de la galerie (l'ouverture hydraulique minimale diminue d'environ 10 %). Ils s'expliquent par l'augmentation de la déformabilité globale du milieu lorsque la densité de fracture augmente.

4.2

### Impact de la raideur des fractures

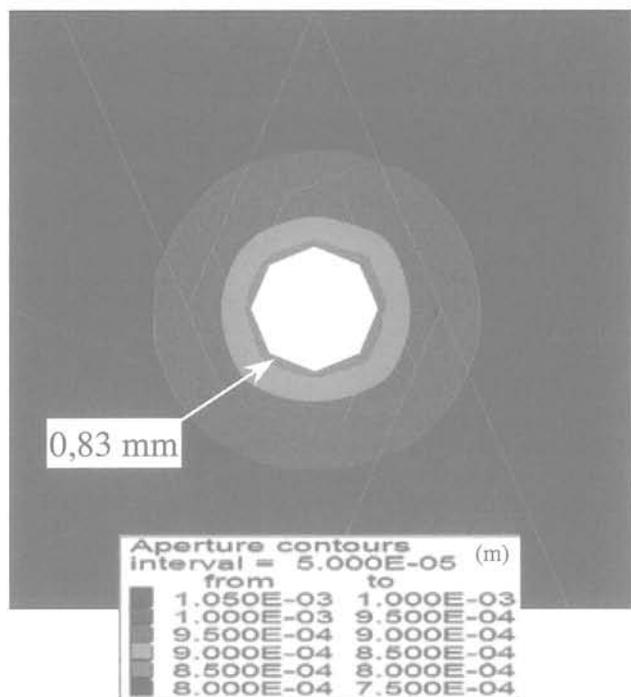
Il s'agit d'évaluer l'effet de la réduction des raideurs des fractures. La diminution de la raideur normale des fractures de 10 GPa/m à 4 GPa/m et de la raideur tangentielle de 1 GPa/m à 0,4 GPa/m induit une augmentation, de 1,5 à 2 fois, de la fermeture des fractures à proximité de la galerie. On constate également une diminution globale des ouvertures hydrauliques. La figure 7 montre que l'ouverture minimale, observée à proximité du parement de la galerie dans la fracture la plus proche du front, passe de 0,85 mm à 0,7 mm. Cela induit, assez logiquement, une réduction des vitesses d'écoulement maximales entrant dans la galerie de 20 % à 40 % selon la fracture.

4.3

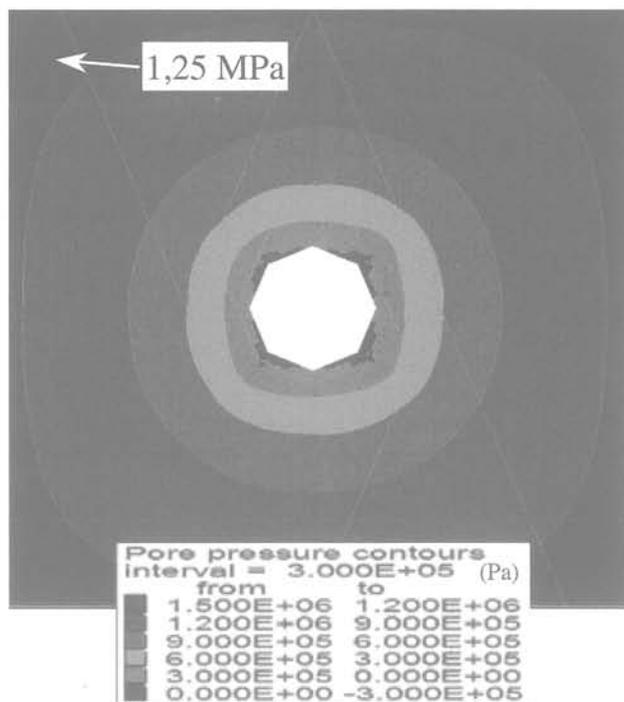
### Impact de l'orientation des fractures

L'objectif est ici de quantifier les effets d'une modification de l'orientation de l'axe de la galerie par rap-

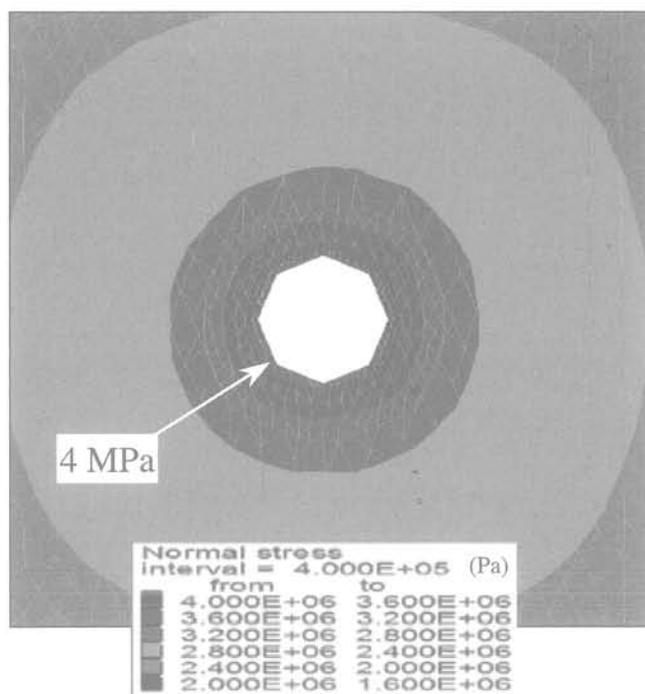
a - Ouverture hydraulique (m)



b - Pression hydraulique (Pa)



c - Contrainte normale effective (Pa)



d - Débit (m/s)

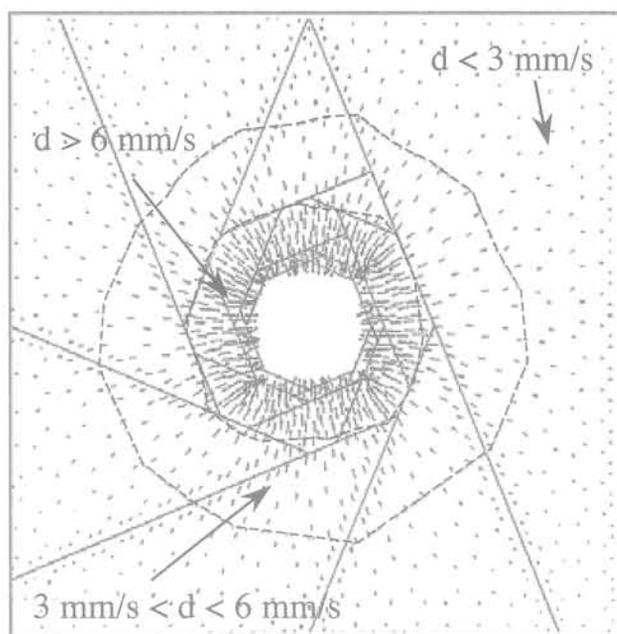


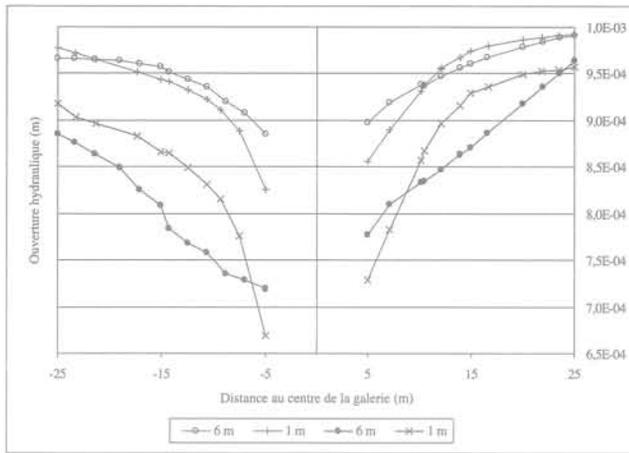
FIG. 6 Isovaleurs d'ouverture hydraulique (a), de pression hydraulique (b), de contrainte normale effective (c) et distribution des vitesses d'écoulement (d) dans la fracture la plus proche du front de creusement de la galerie (modèle de référence). Isovalues of hydraulic aperture (a), hydraulic pressure (b), effective normal stress (c), and flowrate distribution (d) in the fracture close to the gallery head (reference case).

port aux plans de fracture sur les variations hydromécaniques induites par le creusement de cette galerie. Dans ce calcul, les fractures recoupent la galerie avec un angle de 45° par rapport à l'axe de la galerie.

La diminution des ouvertures hydrauliques est très sensible au changement d'orientation des fractures, le minimum d'ouverture passe d'environ 0,85 mm à

0,7 mm (Fig. 8). La distribution des ouvertures hydrauliques n'est plus régulière autour de la galerie (les diminutions les plus fortes sont observées au-dessous ou au-dessus de la galerie).

La distribution des vitesses d'écoulement est cohérente avec celle des ouvertures hydrauliques (Fig. 8). Les valeurs augmentent à droite et à gauche de la gale-



**FIG. 7** Impact de la raideur des fractures sur les profils verticaux d'ouverture hydraulique dans les fractures les plus proches du front de creusement de la galerie (traits fins :  $K_n = 10$  GPa/m,  $K_s = 1$  GPa/m ; traits épais :  $K_n = 4$  GPa/m,  $K_s = 0,4$  GPa/m).  
Impact of the fracture stiffness on the vertical hydraulic aperture profiles in the fractures close to the gallery face (fine lines :  $K_n = 10$  GPa/m,  $K_s = 1$  GPa/m ; thick lines :  $K_n = 4$  GPa/m,  $K_s = 0.4$  GPa/m).

rie par rapport au cas où la fracture est perpendiculaire à l'axe de la galerie. Elle diminue par contre dans la direction verticale. Compte tenu de l'asymétrie de la distribution des vitesses d'écoulement autour de la galerie, l'influence de l'orientation sur le débit entrant dans la galerie doit être plus faible.

## 5

### Synthèse des calculs numériques

Compte tenu des limitations des codes de calcul bidimensionnels pour dimensionner les ouvrages de stockage dans des milieux rocheux plus ou moins fracturés, cette étude avait pour but d'évaluer la faisabilité du dimensionnement à l'aide du logiciel tridimensionnel 3DEC, puis de quantifier les variations de pression hydraulique, de déplacement, de contrainte, de débit dans les fractures qu'intersecte une galerie circulaire au cours de son creusement.

Les résultats des différents calculs mettent en évidence les faits suivants :

- la prise en compte de la gravité ne modifie pas significativement les résultats mécaniques et hydrauliques. Par contre, on ne peut négliger les effets mécaniques sans surestimer significativement les vitesses d'écoulement entrant dans la galerie (d'environ 10 %) ;
- dans le cas du modèle de référence, la diminution d'ouverture hydraulique induite par le creusement de la galerie est environ 50 % plus élevée dans la fracture localisée à proximité du front de creusement (1 m dans

les calculs) que dans les fractures localisées à 6 m et au-delà. En effet, l'ouverture après creusement y vaut 0,85 mm au lieu de 0,9 mm. Cet effet est d'autant plus sensible que la raideur des fractures diminue (quasi proportionnellement) et lorsque les plans de fracture ne sont plus perpendiculaires à l'axe de la galerie. Toutefois, cette augmentation ne se produit dans ce dernier cas que selon un axe vertical ;

- les variations d'ouverture hydraulique induisent une variation des vitesses d'écoulement entrant dans la galerie. Cette diminution des vitesses d'écoulement reste cependant très limitée dans le cas du modèle de référence (à raideur élevée) du fait de la faible variation absolue de l'ouverture hydraulique. Elle devient plus importante lorsque la raideur des fractures est réduite. Dans ce cas, on constate une réduction des vitesses d'écoulement entrant dans la galerie de 20 % à 40 % selon les fractures. Le changement d'orientation des fractures par rapport à l'axe de la galerie n'induit pas de modification importante du débit entrant. Il a pour principal effet de distribuer de façon asymétrique les vitesses d'écoulement autour de la galerie.

## 6

### Conclusions et perspectives

Cette première approche nous a permis de vérifier la cohérence des résultats entre les codes UDEC et 3DEC pour une géométrie adaptée dans le cadre d'une analyse couplée hydromécanique.

Une étude de cas sur un modèle simplifié d'une galerie de stockage a mis en évidence l'influence significative de l'effet mécanique sur l'écoulement autour de l'excavation au cours du creusement. En particulier, sous l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire des fractures, la redistribution de l'état de contrainte induit une diminution significative de l'ouverture hydraulique au voisinage de la paroi de la galerie lorsque le front de taille passe au niveau d'une fracture.

Ces aspects sont particulièrement importants pour un stockeur qui a généralement le choix de l'orientation de ses galeries.

Afin de s'approcher de conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques plus réalistes, et qui peuvent être parfois particulièrement complexes (You *et al.*, 2003), il nous paraît nécessaire de poursuivre cette étude en intégrant :

- l'influence d'une loi de comportement élastoplastique ou non linéaire pour les fractures avec prise en compte de la dilatance,
- l'anisotropie des contraintes initiales,
- l'influence de la distance aux conditions limites,
- l'effet des dispositifs de soutien hydraulique par rideaux d'eau,
- l'effet que pourrait avoir une zone injectée autour des galeries.

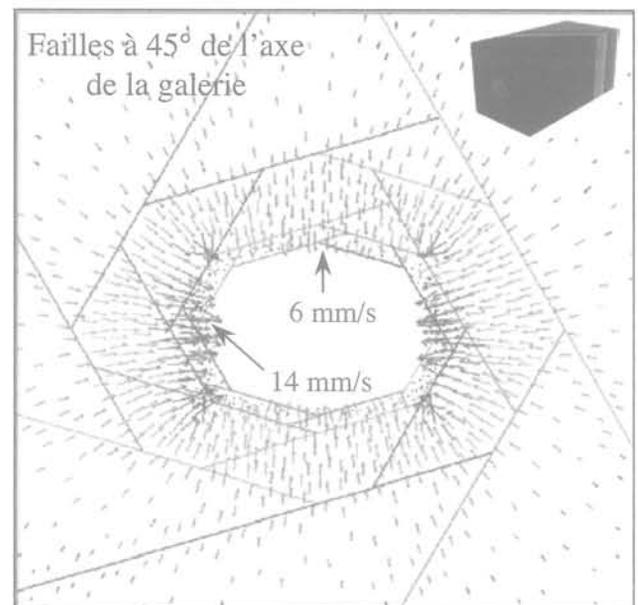
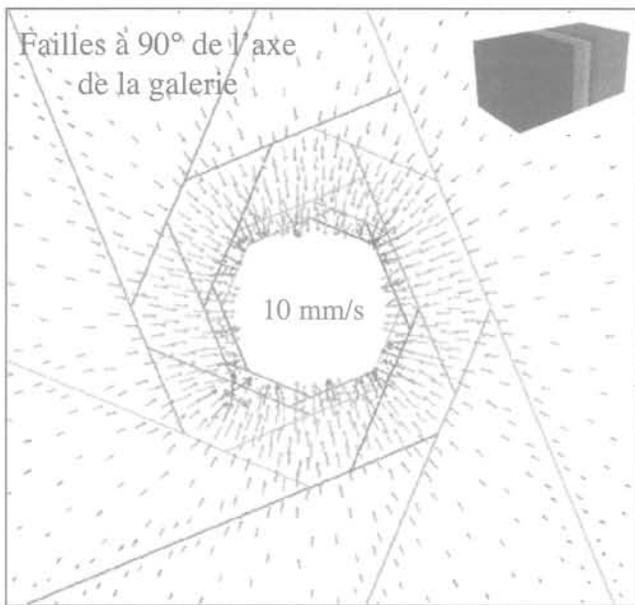
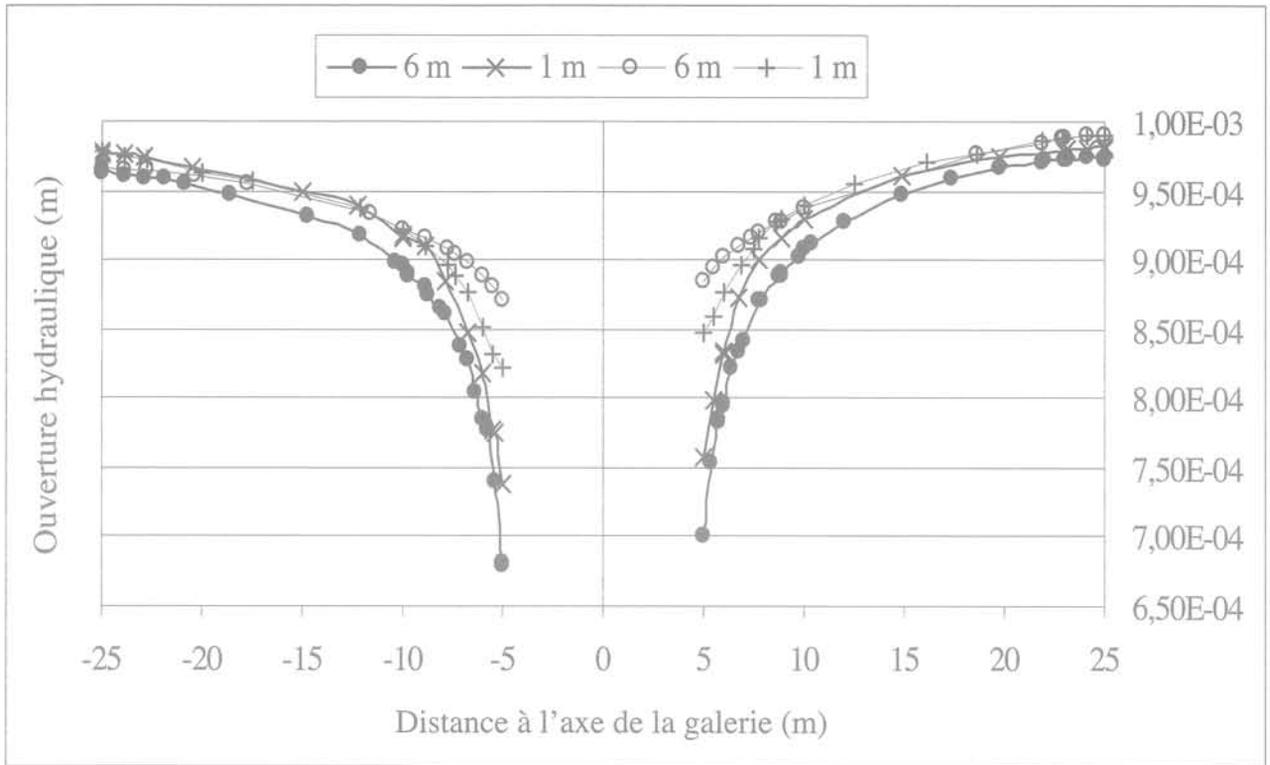


FIG. 8 Impact de l'orientation des fractures sur les profils verticaux d'ouverture hydraulique dans les fractures les plus proches du front de creusement de la galerie et sur la distribution des vitesses d'écoulement dans la fracture la plus éloignée du front (traits pointillés : fracture à  $90^\circ$  axe galerie ; traits pleins : fracture à  $45^\circ$  axe galerie).

Impact of the fracture orientation on the vertical hydraulic aperture profiles in the fractures close to the gallery face and on the flowrate distribution into the fracture far from the gallery face (dash lines :  $K_n = 10$  GPa/m,  $K_s = 1$  GPa/m ; full lines :  $K_n = 4$  GPa/m,  $K_s = 0.4$  GPa/m).

- Amantini E., Cabon F., Moretto A. Ground-water management during the construction of underground hydrocarbon storage in rock caverns. Oviedo. 9<sup>th</sup> IMWA Congress, 5-7 September 2005.
- Cappa F., Guglielmi Y., Fénart P., Merrien-Soukatchoff V., Thoraval A. Hydromechanical interactions in a fractured carbonate reservoir inferred from hydraulic and mechanical measurements. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sc.* 42, 2005, p. 287-306.
- Cappa F., Guglielmi Y., Rutqvist J., Tsang C.-F., Thoraval A. *In situ* coupled hydro-mechanical behaviour of a deformable rock fracture in an high-permeability fracture network : field measurements and numerical modeling (submitted for publication in the *Int. J. Rock. Mech. Min. Sc.*).
- Damjanac B. *A three-dimensional numerical model of water flow in a fractured rock mass*. Doctoral Thesis proposal, March 1994, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota.
- Gentier S. *Fractures dans les roches cristallines – Effet des déformations sur les circulations de fluide*. Collection Sciences & Techniques de l'ANDRA, octobre 2002.
- Hosni A., Gentier S., Rachez X., Billaux D. 3D-hydromechanical modeling of hydraulic stimulation of deep geothermal wells in Hot fractured Rock at Soultz-sous-Forêts (Alsace-France). *International GEOPROC conference on Coupled T-H-M-C Processes and Modeling of Geosystems*, Stockholm, 13-15 October 2003.
- Itasca Consulting Group, Inc. *UDEC Universal Distinct Element Code*, version 2.0: volume I : User's Manual ; volume II : Verification Problems and Example Applications. Minneapolis, Minnesota : ICG, 1993.
- Itasca Consulting Group, Inc., 1994. *3DEC 3-Dimensional Distinct Element Code*, version 1.5: volume I : User's Manual ; volume II : Verification Problems and Example Applications. Minneapolis, Minnesota : ICG.
- Jing L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modeling for rock mechanics and rock engineering. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sc.* 40, 2003, p. 283-353.
- Mas Ivars D. Influence of non-linear fracture behavior on the prediction of inflow into excavations – a coupled hydro-mechanical analysis using 3DEC. *Proceeding of the ISRM international Symposium 3<sup>rd</sup> ARMS*, Ohnishi & Aoki (eds), Rotterdam, ISBN 90 5966 020 X, 2004.
- Millard A., Dabbene F., Didry O. Choix d'un modèle hydromécanique de fracture au voisinage d'un stockage souterrain de déchets radioactifs. *Comptes rendus du Congrès international de mécanique des roches*, Éditeur G. Vouille et P. Berest, 1999.
- Rutqvist J., et al. A modeling approach for analysis of coupled multiphase fluid flow, heat transfer, and deformation in porous fractured rock. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech.* 39. *Abstr.* 2002, p. 429-442.
- Rutqvist J., Stephansson O. The role of hydromechanical coupling in fractured rock engineering. *Hydrogeology Journal* 11, 2003, p. 7-40.
- Tijani, 1996. A short description of VIPLEF code. Coupled Thermo-hydro-mechanical processes of fractured media. *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 79, 1996, p. 507-511.
- Thoraval A. Hydromechanical upscalings of a fractured rockmass using a 3D numerical approach. *International GEOPROC conference on Coupled T-H-M-C Processes and Modeling of Geosystems*, Stockholm, 13-15 October 2003.
- Van Hasselt B., Amantini E., Cabon F., Bodin J.L. Hydrogeological monitoring during construction and operation of underground LPG storage facilities in mined caverns. *International conference on underground water in fractured rocks*. IAH, Prague, 14-19 September 2003.
- You T., Kandel J.C., Gatelier N. Underground storage in Sydney, some uncommon rock mechanics features of an uncommon project in Australia. *10<sup>th</sup> Congress of the ISRM*, vol. 2, Johannesburg, 8-12 September 2003.



# Détermination des paramètres hydrodynamiques des matériaux non saturés par la méthode inverse

A. ABDALLAH  
F. MASROURI

Laboratoire Environnement,  
Géomécanique et Ouvrages  
École Nationale  
Supérieure de Géologie  
rue Marcel Roubault  
BP 40  
54501 Vandœuvre-lès-Nancy  
Adel.Abdallah@  
ensg.inpl-nancy.fr  
Farimah.Masrouri@  
ensg.inpl-nancy.fr

## Résumé

La modélisation de l'hydrodynamique des milieux poreux non saturés exige essentiellement la connaissance des évolutions de la conductivité hydraulique et de la teneur en eau en fonction du potentiel hydrique. La détermination de ces deux fonctions est basée principalement sur une expérimentation délicate, longue et coûteuse. Au cours des deux dernières décennies, les modèles numériques ont considérablement progressé. Ils représentent actuellement des outils précieux capables de suppléer à l'expérience pour améliorer l'interprétation des résultats, affiner l'identification des paramètres et réduire le nombre des essais nécessaires. Nous résumons dans cet article les problèmes pratiques que pose la détermination des paramètres hydrodynamiques des matériaux non saturés. Nous présentons par la suite l'application de la méthode inverse à l'identification de ces paramètres. L'approche consiste à estimer des paramètres qui ont une signification physique, mais qui sont difficilement mesurables à partir de mesures effectuées sur d'autres variables qui peuvent leur être reliées moyennant un modèle théorique. Nous donnerons enfin notre appréciation quant à l'apport de cette approche à la caractérisation hydrodynamique des milieux poreux non saturés.

*Mots-clés* : méthode inverse, non saturé, conductivité hydraulique, courbe de rétention, modélisation.

## Determination of the hydraulic parameters of unsaturated materials by the inverse method

## Abstract

The modeling of hydraulic transfers in unsaturated porous media requires the definition of the relations between the hydraulic conductivity, the water content and the hydraulic potential of the medium. These determinations are based on tedious, time consuming and expensive experiments. Within the last two decades, considerable progress has been made on numerical models. They now are valuable tools able to complement experimentations in order to improve their interpretation, to refine the parameter identifications and to reduce the amount of necessary data. In this paper, practical problems encountered with the determination of unsaturated hydraulic parameters are summarized. The application of the inverse method used for improving the identification of unsaturated hydraulic parameters is then presented. This approach aims at estimating parameters that have a physical meaning but that are of a difficult determination. These parameters are determined through other parameters that are linked to them through a theoretical model. Finally, some comments about the contribution of the inverse method to the characterization of the hydraulic behaviour of unsaturated porous media are made.

*Key words* : unsaturated, hydraulic conductivity, retention curve, modeling, inverse method.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2006.

## Introduction

Les applications de l'écoulement dans les milieux poreux non saturés sont nombreuses aussi bien dans le domaine de la Géotechnique de l'Environnement que dans celui de l'Aménagement Urbain. En effet, la gestion et le stockage d'un volume croissant de déchets industriels et urbains requièrent l'implantation de sites de stockage et la prévention des risques de pollution du sol récepteur et de la nappe phréatique. Par ailleurs, les dysfonctionnements de plus en plus fréquents des réseaux d'assainissement suite à l'imperméabilisation croissante des surfaces urbaines incitent de plus en plus les collectivités locales à se tourner vers les techniques qualifiées d'« alternatives » par l'implantation de différents types d'ouvrages destinés à contrôler l'infiltration des eaux pluviales (chaussées à structure drainante, tranchées et fossés d'infiltration, etc.). L'étude de tous ces problèmes fait intervenir le transfert hydrique à travers un milieu non saturé (sols naturels en place ou sols fins compactés). Il est donc primordial d'identifier les paramètres hydrodynamiques de ces matériaux pour dimensionner et prévoir le fonctionnement des ouvrages.

Les paramètres hydrodynamiques des milieux non saturés sont généralement déterminés à partir d'essais de laboratoire et *in situ* délicats et très lents. Pour de nombreuses applications, on a de plus en plus recours aux modèles numériques afin de simuler des problèmes dont l'échelle spatio-temporelle est très largement supérieure à celle des essais. Malgré les progrès énormes qu'ont connus ces modèles, leur fiabilité dépend très largement de la précision avec laquelle les paramètres des matériaux sont déterminés.

Nous présentons ici les différentes méthodes qui peuvent être utilisées pour identifier les paramètres hydrodynamiques des milieux poreux non saturés. L'accent sera mis sur les techniques d'inversion numérique et l'intérêt que leur emploi peut avoir pour améliorer la caractérisation des matériaux.

## Théorie de l'écoulement dans les milieux poreux non saturés

Le transfert isotherme de l'humidité dans un milieu poreux supposé indéformable est régi par la loi de Richards (1931) qui s'écrit dans le cas d'une infiltration unidimensionnelle de haut en bas :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial t} = C(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ k(\Psi) \left( \frac{\partial \Psi}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (1)$$

où :  $\Psi$ , est le potentiel hydrique du matériau ;  $\theta$ , sa teneur en eau volumique ;  $z$ , la coordonnée verticale comptée positive vers le bas (profondeur) ;  $t$ , le temps ;  $k$ , la conductivité hydraulique et  $C(\Psi)$ , la capacité de rétention de l'humidité du matériau. Cette équation montre que l'écoulement dans les milieux non saturés est conditionné par deux caractéristiques principales du matériau :

– la courbe de conductivité hydraulique donnant la variation de cette dernière avec le potentiel hydrique :  $k(\Psi)$  ;

– la courbe de rétention de l'humidité définie par la relation entre la teneur en eau volumique et le potentiel hydrique :  $\theta(\Psi)$  ; cette relation intervient dans l'équation par sa dérivée  $C(\Psi)$ .

Ces deux courbes représentent des fonctions très fortement non linéaires. De plus, elles font apparaître un effet d'hystérésis entre les chemins d'humidification et de drainage. Nous présentons sommairement dans le paragraphe suivant les méthodes utilisées pour les définir expérimentalement.

## Détermination expérimentale des paramètres hydrodynamiques non saturés

### Détermination de la conductivité hydraulique non saturée

Les essais permettant de déterminer la conductivité hydraulique des matériaux non saturés sont encore peu répandus. En effet, les techniques expérimentales utilisées pour l'imposition et la mesure de succion sont complexes et délicates. La détermination de la conductivité hydraulique non saturée peut se faire, comme pour les matériaux saturés, sous un régime permanent ou transitoire. Toutefois, les essais en régime permanent imposent d'utiliser des éprouvettes de petites dimensions et sont à réserver aux matériaux grossiers pour lesquels, l'établissement du régime permanent est relativement rapide. Nous nous intéresserons ici exclusivement aux méthodes en régime transitoire, parmi lesquelles on peut distinguer : les méthodes basées sur l'imposition de la succion et celles reposant sur la mesure de la succion.

#### Méthodes basées sur l'imposition de la succion

Le principe de ces méthodes est de soumettre le matériau à une succion par l'une des méthodes d'imposition : surpression d'air (Gardner, 1956) ; méthode osmotique (Zur, 1966) ou méthode des solutions salines. On mesure, après l'établissement de l'équilibre hydrique, le flux d'écoulement provoqué par un gradient hydraulique afin de déterminer la conductivité hydraulique du milieu en appliquant la loi de Darcy généralisée. Plus encore que les limites des différentes techniques d'imposition de la succion, l'inconvénient de ces méthodes réside dans le fait qu'elles ne peuvent s'appliquer qu'à des échantillons de petite dimension (quelques cm). Ceci afin de réduire le temps nécessaire à l'établissement de l'équilibre après l'imposition de la succion.

#### Méthode basée sur les mesures locales de la succion ou de la teneur en eau : méthode des profils instantanés

Cette méthode est basée sur des mesures locales de succion ou de teneur en eau effectuées à différentes cotes dans une éprouvette de matériau soumise à un

écoulement (humidification ou séchage). L'avantage principal de la méthode provient de la possibilité de tester des éprouvettes de grande taille (quelques dizaines de cm). La mesure de la teneur en eau d'abord destructive (Bruce et Klute, 1956), a évolué vers des techniques non destructives tels que la gammamétrie (Vachaud, 1968 ; Angulo, 1989 ; Tabani, 1999 et Rolland, 2002). Pour la mesure de la succion, les tensiomètres (Richards et Weeks, 1953, Daniel, 1983 et Amraoui, 1996), les psychromètres (Hamilton *et al.*, 1981 et Daniel, 1983) et la méthode du papier filtre (Ed Diny, 1993) ont été utilisés. Les profils spatio-temporels de succion (respectivement de teneur en eau) permettent de calculer le gradient hydraulique local (respectivement le flux unitaire d'écoulement). En l'absence de mesures simultanées de succion et de teneur en eau, techniquement très délicates, la méthode nécessite la détermination en parallèle de la courbe de rétention de l'humidité du milieu afin de permettre le calcul de la conductivité hydraulique. Cela constitue l'un des inconvénients majeurs de la méthode, puisque la courbe de rétention est généralement obtenue sur des échantillons de plus petite taille qui ne peuvent reproduire la structure de l'éprouvette soumise à l'écoulement.

### 3.2

## Détermination de la courbe de rétention de l'humidité

La détermination au laboratoire de la courbe de rétention de l'humidité s'effectue en général, en portant un échantillon de matériau à une teneur en eau donnée et en mesurant la succion qui y règne après l'établissement de l'équilibre hydrique (ou inversement). On obtient ainsi un point de la courbe. Cette opération est recommencée ensuite après avoir augmenté (humidification) ou diminué (séchage) la teneur en eau du matériau. La détermination en suivant les deux chemins est nécessaire vu que des relations différentes gouvernent les processus de séchage et d'humidification (effet d'hystérésis).

La détermination de la succion peut être effectuée par l'une des techniques de mesure citées précédemment. On est souvent amené à associer plusieurs techniques de mesure afin de parcourir une gamme de succion assez large. La procédure expérimentale est lente et délicate et n'aboutit généralement qu'à un nombre limité de points. Par ailleurs, les propriétés de rétention de l'humidité des sols sont directement reliées à la

structure, il est donc nécessaire de s'assurer que celle-ci est bien représentative de l'état du matériau que l'on veut caractériser.

### 4

## Modèles mathématiques pour les paramètres hydrodynamiques non saturés

Vu les difficultés liées à la caractérisation expérimentale des milieux poreux non saturés, il semble primordial de disposer de modèles théoriques capables de décrire la courbe de rétention de l'humidité et la courbe de conductivité hydraulique non saturée du matériau. Des synthèses et des comparaisons des différents modèles publiés ont été présentées notamment par Mualem (1986), Alonso *et al.* (1987), Fredlund et Rahadjo (1993), Barbour (1998), Huang *et al.* (1998), Sillers et Fredlund (2001) et Agus *et al.* (2003). Nous présentons dans ce qui suit, les concepts de base des différentes familles de modèles proposés pour ces deux courbes. Ici, les équations des modèles de conductivité hydraulique seront présentées mais il est important de signaler que l'évolution des modèles pour la courbe de rétention de l'humidité est tout à fait similaire. En effet, la plupart de ces modèles sont en fait, des modèles combinés permettant de décrire les deux courbes. Nous nous référerons aux équations de la courbe de rétention lorsque cela sera nécessaire.

### 4.1

## Modèles empiriques

Les formules empiriques exprimant la conductivité hydraulique en fonction de l'état hydrique du matériau peuvent être intéressantes dans le cas où l'on dispose d'un certain nombre de données expérimentales. Elles permettent d'approcher, d'interpoler ou d'extrapoler la courbe expérimentale et de simplifier ainsi la procédure numérique pour la modélisation, de gagner en temps de calcul et d'augmenter la précision. Dans une étude critique des différentes méthodes de prédiction de la conductivité hydraulique des matériaux non saturés, Mualem (1986) récapitule les formules empiriques les plus fréquemment utilisées (Tableau I). Les coefficients dans ces formules sont déterminés par ajustement aux données mesurées. Quand le nombre de mesures dis-

**TABLEAU I** Modèles empiriques pour la conductivité hydraulique non saturée.  
Empirical Models for the unsaturated hydraulic conductivity.

Auteur (année)	Équation	Paramètres
Richards (1931)	$k = a\Psi + b$	a et b
Wind (1955)	$k = a  \Psi ^{-n}$	a et n
Gardner (1958)	$k = k_s \cdot \exp[\alpha\Psi]$ $k = \frac{a}{ \Psi ^n + b}$	$\alpha$ , a, b et n
Brooks et Corey (1964)	$k = k_s$ pour $\Psi \leq \Psi_{cr}$ $k = (\Psi/\Psi_{cr})^{-n}$ pour $\Psi \geq \Psi_{cr}$	$k_s$ , n et $\Psi_{cr}$
Rijtema (1965)	$k = k_s$ pour $\Psi \leq \Psi_{cr}$ $k = k_s \cdot \exp[-\alpha(\Psi - \Psi_{cr})]$ pour $\Psi_{cr} \leq \Psi \leq \Psi_r$ $k = k_s (\Psi/\Psi_r)^{-n}$ pour $\Psi > \Psi_r$	$\alpha$ , n, $\Psi_{cr}$ et $\Psi_r$

ponibles est supérieur au nombre des coefficients, une procédure de lissage de la courbe peut être adoptée pour minimiser l'erreur. Toutefois, l'approche empirique est à utiliser avec certaines restrictions. En effet, aucune relation n'est valable pour tous les cas et même si une formule s'avère adéquate pour une classe de matériaux, il faut remarquer que les coefficients peuvent varier considérablement d'un matériau à un autre. Il convient de signaler en plus, qu'à cause du phénomène d'hystérésis, toutes les formules sont à employer pour un processus monotone : séchage ou humidification. Quand les deux processus s'alternent, il est nécessaire de réajuster les coefficients et parfois même d'adopter une autre formulation pour le modèle. Comme le montre l'expérience, la relation  $k(\theta)$  laisse apparaître un effet d'hystérésis moins significatif que  $k(\Psi)$ . Il est donc préférable de considérer des expressions de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau dès que des phases successives d'humidification et de séchage sont étudiées (Mualem, 1986).

#### 4.2

### Modèles macroscopiques

Ces modèles considèrent le sol à l'échelle de Darcy et non pas à celle du pore. Mualem (1986) cite les étapes suivantes comme étant communes à tous ces modèles :

- supposer une analogie entre l'écoulement à travers un milieu poreux avec un régime laminaire où la vitesse d'écoulement et le potentiel hydrique ne sont définis qu'à l'échelle microscopique ;

- résoudre l'équation de l'écoulement laminaire analytiquement pour un système très simple, pour déduire des formules mathématiques reliant les variables d'écoulement, comme la vitesse moyenne, le gradient hydraulique, le rayon hydraulique, la conductivité hydraulique, etc. ;

- faire une analogie directe entre ces variables et celles qui correspondent à l'échelle macroscopique (de Darcy), définies pour le système solide-air-eau.

Ces relations fort simples sont très intéressantes pour la modélisation de l'écoulement dans les milieux poreux non saturés, mais restent limitées puisqu'elles ne tiennent pas compte de la distribution dimensionnelle des rayons des pores du matériau. En effet, le flux

dans un milieu poreux ne dépend pas seulement des conditions d'écoulement mais aussi des propriétés de la matrice du matériau.

#### 4.3

### Modèles statistiques

De nombreux auteurs ont proposé des modèles reposant sur le traitement statistique des résultats de calculs répétés (Purcell, 1949 ; Childs et Collis-George, 1950 ; Burdine, 1953 ; Wyllie et Gardner, 1958 ; Farrel et Larson, 1972 ; Mualem, 1976 ; Mualem et Degan, 1978). Le concept de ces modèles repose sur trois hypothèses de base, formulées par Mualem (1986) comme suit :

- le milieu poreux peut être considéré comme un ensemble de pores interconnectés répartis de façon aléatoire ; les pores sont caractérisés par leur échelle (dite « rayon du pore ») décrite par une distribution statistique ;

- l'équation de Hagen-Poiseuille est supposée valide et peut donc s'utiliser pour estimer la conductivité hydraulique à l'échelle du pore ; la conductivité totale est obtenue par intégration, selon les contributions des pores remplis ;

- la courbe de rétention du matériau est considérée généralement comme ayant une forme analogue à celle donnée par la fonction de distribution des rayons de pores.

Ces modèles diffèrent les uns des autres par l'interprétation de la configuration géométrique du pore élémentaire (section droite, fréquence et tortuosité) et par l'estimation qu'ils font de sa contribution à la conductivité totale du milieu.

Les auteurs qui ont adopté cette approche sont nombreux (Childs et Collis-George, 1950 ; Marshall, 1958 ; Kunze *et al.*, 1968 ; Green et Corey, 1971 ; Mualem, 1976 ; Fredlund et Xing, 1994, etc.) mais nous nous limiterons dans le tableau II à citer les modèles les plus fréquemment utilisés.

Dans le tableau II,  $S_e$  désigne le degré de saturation effective du matériau défini par :

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2)$$

**TABEAU II** Modèles statistiques pour la conductivité hydraulique non saturée.  
Statistical Models for the unsaturated hydraulic conductivity.

Auteur (année)	Équation	Définitions
Childs et Collis-George (1950)	$\frac{k(\theta)}{k_s} = \frac{\int_0^\theta (\theta - \xi) d\xi}{\int_0^\theta \Psi^2} \bigg/ \frac{\int_0^\theta (\theta - \xi) d\xi}{\int_0^\theta \Psi^2}$	$\xi$ , est une variable d'intégration.
Burdine (1953)	$\frac{k(\theta)}{k_s} = S_e^l \left[ \frac{\int_{\theta_r}^\theta \frac{d\theta}{\Psi^2} \bigg/ \int_{\theta_r}^\theta \frac{d\theta}{\Psi^2} \right]$	$l$ , est un paramètre de connectivité des pores qui décrit la tortuosité des chemins d'écoulement. Burdine propose une valeur de 2.
Mualem (1976)	$\frac{k(\theta)}{k_s} = S_e^l \left[ \frac{\int_{\theta_r}^\theta \frac{d\theta}{\Psi} \bigg/ \int_{\theta_r}^\theta \frac{d\theta}{\Psi} \right]^2$	$l$ , est ici aussi, le paramètre de connectivité des pores qui décrit la tortuosité. Mualem suggère qu'une valeur de 0,5 conviendrait pour la majorité des sols.
Fredlund et Xing (1994)	$\frac{k(\Psi)}{k_s} = \frac{\int_{\ln(\Psi_a)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\Psi) \theta'(e^y) dy}{e^y}}{\int_{\ln(\Psi_a)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s \theta'(e^y) dy}{e^y}}$	$b = \ln(10^6)$ ; $\Psi_a$ : succion au point d'entrée d'air ; $y$ : variable d'intégration.

où :  $\theta$  est la teneur en eau volumique,  $\theta_s$  et  $\theta_r$  étant respectivement les teneurs en eau volumiques saturée et résiduelle.

Différentes formulations de la conductivité hydraulique ont été proposées en combinant une des différentes expressions décrivant la courbe de rétention  $\theta(\Psi)$  avec l'un ou l'autre de ces modèles. Le modèle combiné de conductivité hydraulique et de rétention de van Genuchten (1980)-Mualem (1976) est actuellement le plus utilisé (équations (3) et (4)). De nombreux auteurs cités notamment par van Genuchten *et al.* (1991) ont montré qu'il convient à une assez large gamme de matériaux.

$$S_e(\Psi) = \frac{1}{[1 + (\alpha\Psi)^n]^m} \quad (3)$$

$$k(\Psi) = k_s \cdot \frac{[1 - (\alpha\Psi)^{n-1} [1 + (\alpha\Psi)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\Psi)^n]^{m/2}} \quad (4)$$

où :  $\alpha$ ,  $m$  et  $n$  sont des paramètres de forme qui peuvent être reliés à la distribution dimensionnelle des rayons de pores et  $k_s$  représente la conductivité du sol à l'état saturé.

## 5

# Détermination des paramètres hydrodynamiques non saturés par la méthode inverse

### 5.1

## Définition du problème inverse

Généralement, on parle de problème inverse à chaque fois que des modèles mathématiques sont utilisés pour expliquer ou confirmer des observations. L'approche consiste à estimer certains paramètres du modèle considéré, qui peuvent avoir une signification physique mais qui sont difficilement mesurables, à partir de mesures effectuées sur d'autres variables qui leur sont reliées. Le principe est d'estimer ces paramètres en minimisant la différence entre les variables observées et calculées, sous l'hypothèse qu'un modèle mathématique déterministe simple incluant un petit nombre de paramètres inconnus décrive de façon satisfaisante le problème étudié.

Pour illustrer la position du problème inverse, considérons un vecteur de paramètres ( $\vec{P}$ ) défini par  $n$  paramètres à déterminer ( $P_1, P_2, \dots, P_n$ ) appartenant à l'espace des paramètres de dimension  $n$  et un vecteur observations ( $\vec{O}$ ) défini par  $m$  observations ( $O_1, O_2, \dots, O_m$ ) appartenant à l'espace des observations de dimension  $m$ . Supposons que l'on dispose d'un modèle mathématique décrivant le problème direct représenté par un opérateur  $\Phi$  :

$$(\vec{O}) = \Phi [(\vec{P})] \quad (5)$$

La résolution du problème inverse consiste à identifier un estimateur  $\Gamma$  de  $\Phi^{-1}$  qui relie les observations ( $\vec{O}$ ) aux paramètres ( $\vec{P}$ ) :

$$(\vec{P}) = \Gamma (\Phi^{-1} [(\vec{O})]) \quad (6)$$

On dit généralement que le problème inverse est bien posé si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- à chaque vecteur observations ( $\vec{O}$ ), correspond un vecteur paramètres ( $\vec{P}$ ) : condition d'identifiabilité de la solution ;
- ce vecteur ( $\vec{P}$ ) est unique : condition d'unicité de la solution ;
- une légère perturbation sur le vecteur ( $\vec{O}$ ) n'engendre pas des variations disproportionnées sur le vecteur ( $\vec{P}$ ) : condition de stabilité de la solution.

### 5.2

## Résolution du problème inverse

Les techniques adoptées par différents auteurs pour résoudre le problème inverse dans le domaine de l'hydraulique des sols ont été revues notamment par Neuman (1973), Yeh (1986) ainsi que par McLaughlin et Townley (1996). Il s'en dégage principalement deux types de méthodes. Cette classification se base sur le critère d'erreur utilisé. Nous exposons dans ce qui suit, les grandes lignes de la méthodologie à la base de ces deux familles de méthodes.

#### 5.2.1

### Méthodes directes

Le critère d'erreur considéré dans ces méthodes est introduit dans l'équation utilisée pour résoudre le problème direct. Un terme d'erreur est ajouté à cette équation pour tenir compte des incertitudes sur les mesures et sur les éventuelles interpolations. Ce terme d'erreur est ensuite minimisé pour aboutir à l'estimation des paramètres inconnus. Différentes techniques ont été utilisées pour la minimisation de l'erreur : la méthode de l'énergie dissipée, l'inversion de matrice, l'intégration directe de l'équation différentielle, etc. (Yeh, 1986).

Cette approche est intéressante dans la mesure où elle permet de réduire le temps de calcul nécessaire en intégrant le calcul des dérivées des observations par rapport aux paramètres à identifier dans l'équation du problème direct. Ceci conduit à rendre la formulation du problème très complexe. Mais l'inconvénient majeur de ces méthodes réside dans le fait qu'elles ne peuvent tenir compte de l'erreur sur les observations. De ce fait, l'approche doit se limiter aux cas où une grande quantité d'observations est disponible. De plus, cette approche ne convient pas aux sols non saturés dont l'équation d'écoulement est fortement non linéaire.

#### 5.2.2

### Méthodes indirectes

Le critère d'erreur utilisé ici est généralement basé sur la minimisation de la différence entre les valeurs mesurées et estimées d'une (ou plusieurs) variable(s) mesurable(s) qui en dépend(ent) (par exemple, le débit, la charge hydraulique en un point donné ou bien le volume d'eau infiltré/drainé). Cette différence est habituellement nommée : *fonction objectif*. En général, la procédure commence par une estimation initiale des paramètres qui sera réajustée de façon itérative jusqu'à ce que la réponse du modèle soit suffisamment rapprochée des observations. Diverses techniques numériques ont été utilisées pour l'optimisation : la méthode de Gauss-Newton, la méthode du gradient conjugué, la méthode de Newton-Raphson, etc.

La procédure itérative convient très bien au cas non saturé. L'intérêt principal de ces méthodes réside dans le fait qu'elles peuvent très bien s'appliquer aux cas où la quantité d'observations est limitée. Cependant, le problème d'optimisation est normalement fortement non linéaire et souvent non convexe (Yeh, 1986), ce qui exige une étude de faisabilité et une analyse prudente des résultats pour valider la solution.

### 5.3

## Faisabilité et validation de la méthode inverse

Diverses techniques de validation des procédures inverses pour l'estimation des paramètres ont été employées. Elles permettent la vérification de l'identifiabilité, l'unicité et la stabilité de la solution, mais aussi d'apprécier la sensibilité de la solution à chacun des paramètres estimés. Parmi les moyens de validation les plus couramment utilisés, on peut citer : les surfaces de réponse, l'examen de la matrice des covariances ou encore le calcul de la sensibilité aux paramètres.

### 5.3.1

#### Les surfaces de réponse

Les surfaces de réponse permettent d'évaluer la fiabilité des procédures inverses (Russo *et al.*, 1991). Le principe est de montrer l'influence d'un couple de paramètres sur la *fonction objectif*. Les paramètres estimés sont donc considérés deux à deux et perturbés autour de leurs valeurs optimales. La *fonction objectif* est évaluée en utilisant le modèle direct, et portée sur un graphe dans le plan formé par les deux paramètres. Si les valeurs sont suffisamment nombreuses, des courbes d'isovaleurs peuvent être tracées. Ces graphiques sont appelés : « surfaces de réponse ».

L'étude de ces isovaleurs permet d'apprécier l'unicité et la stabilité de la solution. En effet, si la solution est unique, elles forment des courbes concentriques autour de la solution (Fig. 1). Dans le cas contraire, les surfaces de réponse laissent apparaître une zone de minimum étendue (Fig. 2). L'étude de la stabilité peut se faire en introduisant différentes perturbations sur les observations et en comparant le déplacement du minimum sur les surfaces de réponse correspondantes. La

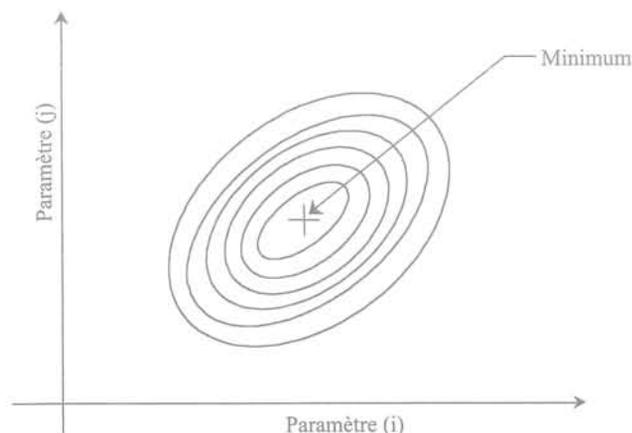


FIG. 1 Surface de réponse typique d'un problème inverse bien posé.  
A typical response surface of an well-posed inverse problem.

solution est jugée instable si les minima sont significativement éloignés ou si les isovaleurs s'espacent lorsque les perturbations deviennent plus importantes.

Les surfaces de réponse représentent un moyen efficace pour vérifier la cohérence de la procédure inverse. Cependant, leur mise en œuvre exige la réalisation d'un grand nombre de calculs, ce qui alourdit très rapidement la démarche.

### 5.3.2

#### L'analyse de la matrice de covariance

La matrice de covariance des paramètres estimés permet d'étudier l'incertitude et la corrélation entre les paramètres. Les termes de la diagonale correspondent aux variances de chacun des paramètres estimés et les termes hors diagonale à la covariance entre deux paramètres. Cette matrice de covariance peut être définie par :

$$\text{Cov}(\bar{P}) = E [((\bar{P}) - (\bar{P})') \cdot ((\bar{P}) - (\bar{P})')^T] \quad (7)$$

où :

$(\bar{P})$  représente le vecteur des paramètres « réels » ;

$(\bar{P})'$ , le vecteur des paramètres estimés ;

T, en exposant, indique la transposée d'une matrice ;

E est l'espérance mathématique.

Une approximation de la matrice de covariance des paramètres estimés peut être calculée par :

$$\text{Cov}(\bar{P}) = \frac{J(\bar{P})}{N_o - N_p} [A]^{-1} \quad (8)$$

où :

$J(P')$  est l'erreur égale à l'écart entre les observations et les variables calculées ;

$N_o$ , le nombre d'observations disponibles ;

$N_p$ , le nombre des paramètres à identifier ;

[A], le produit ( $J_D^T \cdot J_D$ ) avec  $J_D$ , la matrice jacobienne de la *fonction objectif* par rapport aux paramètres.

La variance d'un paramètre est d'autant plus faible que l'incertitude sur ce paramètre est réduite. La corrélation entre les paramètres renseigne sur leur interdépendance par rapport à la *fonction objectif*. Selon Yeh (1986), une corrélation entre les paramètres, également

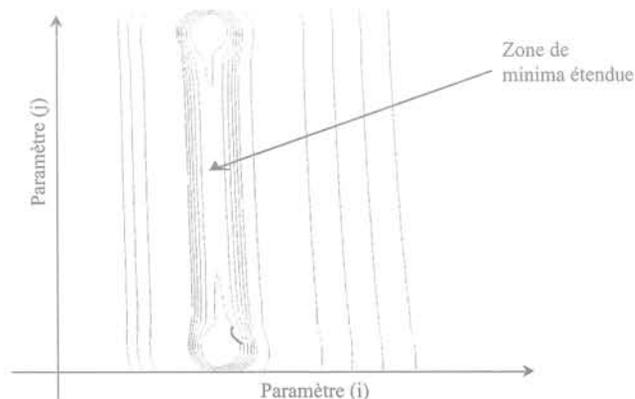


FIG. 2 Surface de réponse typique d'un problème inverse mal posé.  
A typical response surface of an ill-posed inverse problem.

appelée « colinéarité », peut engendrer une convergence lente de la procédure itérative de minimisation et conduit, dans tous les cas, à des paramètres mal optimisés. Une manière plus rigoureuse de traiter un problème de colinéarité lorsque l'on dispose d'un nombre suffisant d'observations, peut être l'utilisation de techniques statistiques telles que l'analyse en composantes principales afin de chercher une relation entre les deux paramètres corrélés pour pouvoir n'en estimer qu'un seul.

## 5.4

### Illustration de la résolution du problème inverse sur un essai d'infiltration au laboratoire

Afin d'illustrer la résolution du problème inverse sur un exemple pratique, nous présentons ici une estimation des paramètres du modèle combiné de van Genuchten-Mualem à partir d'un essai d'imbibition sur une colonne de limon de Jossigny. Le tableau III résume les caractéristiques géotechniques du sol. La colonne de 20 cm de hauteur et de 9 cm de diamètre est formée d'une couche de sol homogène compacté statiquement sous une pression de 1 000 kPa à une teneur en eau volumique de 7,4 %. Une charge hydraulique nulle est appliquée à la base de la colonne. L'évolution du profil de teneur en eau est suivie au cours de l'essai à l'aide d'un dispositif gammamétrique (Tabani, 1999). La courbe de rétention du sol a été déterminée par la méthode du papier filtre sur des éprouvettes, de 4 cm d'épaisseur et de 9 cm de diamètre, compactées dans les mêmes conditions que la colonne. Un ajustement des données de rétention ainsi obtenues par le modèle de van Genuchten-Mualem et un essai de perméabilité à la saturation, ont permis de déterminer les paramètres résumés dans le tableau IV. Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du code de calcul numérique en différences finies *InfEP* (Abdallah, 1999).

**TABLEAU III** Résultats de l'identification géotechnique du limon de Jossigny.  
Results of Jossigny silt geotechnical identification.

Densité des grains	$\gamma_s/\gamma_w$	2,73
Limite de liquidité	$w_L$ (%)	37,3
Limite de plasticité	$w_p$ (%)	28,0
Indice de plasticité	$I_p$	9,3
Valeur de bleu	VBS	3,8
% de carbonate de calcium		3,0
% de matière organique		0,9

**TABLEAU IV** Paramètres de van Genuchten-Mualem ajustés sur la courbe de rétention expérimentale.  
Van Genuchten-Mualem parameters fitted to the experimental water retention curve.

$k_s^*$ [m/s]	$\theta_r$ [%]	$\theta_s$ [%]	$n$	$m$	$\alpha$ [1/cm]
$1,5 \cdot 10^{-6}$	5	40	1,236	0,191	$6,662 \cdot 10^{-4}$

#### 5.4.1

### Méthode de résolution du problème inverse

Nous exposons ici le principe de la procédure inverse utilisée pour cette illustration.

#### Technique numérique d'inversion

L'objectif de l'optimisation consiste à déterminer un jeu de paramètres ( $P_j$ ) à partir d'un nombre limité d'observations ( $O_j$ ) de façon à minimiser l'écart au sens des moindres carrés avec les estimations faites par le modèle ( $O_j^*$ ). On définit ainsi la *fonction objectif* par :

$$\chi^2(\bar{P}) = \sum_{i=1}^N \left( \frac{O_i - O_i(\bar{P})}{\sigma_i} \right)^2 \quad (9)$$

où :

- N est le nombre des observations ;
- $\sigma_i$  est l'écart type qui correspond à l'incertitude sur l'observation  $O_i$ .

La *fonction objectif* doit être pondérée si elle fait intervenir des observations de variables différentes présentant des ordres de grandeur différents sur les moyennes ou sur les écarts types. Le choix judicieux des coefficients de pondération permet en général, de ramener ces variables à des ordres de grandeur comparables. Pour le cas que nous traitons ici et étant donné que les données dont nous disposons sont toutes des teneurs en eau volumiques déterminées par la même technique, aucune pondération n'est nécessaire puisque l'écart type est identique pour toutes les observations.

La procédure itérative consiste à partir d'un vecteur initial de paramètres ( $\bar{P}^{(0)}$ ), à calculer pour chaque pas d'optimisation (m), un vecteur incrément ( $\bar{P}^{(m)}$ ), qui appliqué au jeu de paramètres permet de faire diminuer la *fonction objectif*, soit :

$$\chi^2(\bar{P}^{(m+1)}) < \chi^2(\bar{P}^{(m)}) \quad (10)$$

avec :

$$\bar{P}^{(m+1)} = \bar{P}^{(m)} + \Delta \bar{P}^{(m)} \quad (11)$$

La méthode utilisée est celle proposée par Levenberg (1944) et améliorée par Marquardt (1963). Cette méthode est reconnue comme étant assez robuste. En particulier, elle permet de régulariser les problèmes mal posés et convient donc très bien à l'inversion des modèles d'écoulement en milieu non saturé (Lehmann, 1996). La souplesse de la méthode provient de l'introduction d'un paramètre de relaxation  $\lambda$  dans l'expression du vecteur incrément :

$$\Delta \bar{P}^{(m)} = (\lambda \cdot \bar{D} + \bar{H}^{-1}) \cdot [-\bar{G}(\bar{P}^{(m)})] \quad (12)$$

où  $\bar{D}$ , est la matrice identité ;  $\bar{G}$ , le gradient (vecteur des premières dérivées partielles) et  $\bar{H}$ , le Hessien (la matrice des secondes dérivées partielles) de la *fonction objectif*. Le paramètre de relaxation ( $\lambda$  traduit en quelque sorte, le degré de confiance que l'on peut avoir dans les estimations initiales des paramètres. Press et al. (1992) recommandent de commencer les itérations avec une valeur de  $\lambda$  assez faible (0,001). La *fonction objectif* est d'abord évaluée avec le jeu initial de paramètres, puis l'équation (12) est résolue pour déterminer l'incrément, et la *fonction objectif* est recalculée avec le nouveau jeu de paramètres. Si elle augmente, le paramètre  $\lambda$  est multiplié par 10 et l'itération continue. Si l'on se rapproche du minimum, le pas d'optimisation est validé et le coefficient  $\lambda$  est divisé par 10 pour initialiser le pas suivant. Le calcul est arrêté si l'un des critères d'arrêt est vérifié. La figure 3 présente un organigramme de l'algorithme de Levenberg-Marquardt.

#### Calcul numérique des dérivées

Pour l'optimisation non linéaire, une attention particulière est à accorder à la méthode de calcul du gra-

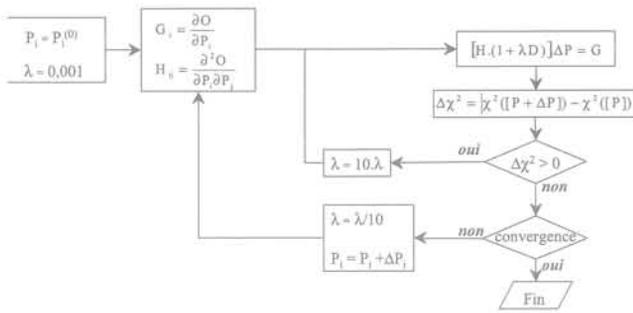


FIG. 3 Algorithme de Levenberg-Marquardt.  
Levenberg-Marquardt algorithm.

dient. Généralement, la manière la plus simple pour calculer numériquement une dérivée est la méthode des différences finies. Elle consiste à perturber le paramètre variable autour de la valeur de calcul. Si l'intervalle de perturbation est judicieusement choisi, il est possible de linéariser la fonction ce qui permet le calcul de la dérivée par :

$$\frac{\partial O(p_k)}{\partial p_k} = \frac{O(p_k + \delta p) - O(p_k - \delta p)}{2\delta p} \quad (13)$$

où :

- $p_k$  est la valeur du paramètre où l'on souhaite calculer la dérivée ;
- $\delta p$  est l'intervalle de la perturbation.

La principale difficulté liée à cette méthode concerne le choix de l'intervalle de perturbation,  $\delta p$ . Un intervalle trop réduit peut dans certains cas conduire à une pente nulle si la limite de précision est atteinte. Un intervalle trop large conduit à une pente très éloignée de la dérivée réelle. Cette méthode de calcul du gradient est malgré tout, la plus utilisée avec les méthodes d'optimisation. La valeur  $\delta p$  à adopter dépend bien entendu de la fonction à dériver. Généralement, une étude de la sensibilité des résultats à ce paramètre est nécessaire pour le choisir (Yeh, 1986).

#### Critères d'arrêt de l'optimisation

L'optimisation non linéaire étant menée selon un schéma itératif, plusieurs tests d'arrêt sont nécessaires pour juger de l'évolution du calcul. Le premier critère à inclure dans le test d'arrêt concerne la valeur de la *fonction objectif*. En effet, si celle-ci devient inférieure à une tolérance admise par l'utilisateur ( $\epsilon_1$ ), le calcul peut être arrêté :

$$O(\bar{P}^{(m)}) \leq \epsilon_1 \quad (14)$$

Ce critère est rarement vérifié pour des cas réels, car il traduit une parfaite adéquation entre les observations et les résultats du modèle. Dans la pratique, l'arrêt du calcul est décidé en se basant sur l'évolution de la *fonction objectif* au cours des itérations plutôt que sur sa valeur. Un deuxième critère d'arrêt teste l'évolution de la *fonction objectif* au cours de la dernière itération. Dans le cas où elle tend vers zéro avec une erreur ( $\epsilon_2$ ) près, cela suppose que l'on converge vers un minimum :

$$\frac{O(\bar{P}^{(m-1)}) - O(\bar{P}^{(m)})}{O(\bar{P}^{(m)})} \leq \epsilon_2 \quad (15)$$

C'est souvent ce deuxième critère qui est vérifié en premier dans des applications pratiques. Mais sa vérification peut être obtenue dans des cas difficiles où les observations incluent des bruits importants, même si le minimum n'est pas atteint. Un troisième critère consiste à imposer un nombre maximal d'itération pour la méthode de Levenberg-Marquardt. Il faut insister ici sur le fait que la vérification de l'un des critères d'arrêt n'est pas forcément un indicateur de convergence vers « la » solution. Elle n'exclut pas les vérifications de l'unicité et de la stabilité de cette dernière.

#### 5.4.2

### Résultats de l'estimation

Nous avons choisi d'identifier la conductivité hydraulique saturée ( $k_s$ ) et deux paramètres de forme de van Genuchten ( $\alpha$  et  $m$ ) en adoptant la restriction  $m = 1 - 1/n$  proposée par van Genuchten *et al.* (1991) pour calculer  $n$ . Les teneurs en eau volumiques, saturée ( $\theta_s$ ) et résiduelle ( $\theta_r$ ), ont été fixées étant donné que leur détermination au laboratoire ne pose pas de problème particulier. Afin de vérifier l'unicité de la solution obtenue, trois calculs ont été effectués avec des jeux de paramètres initiaux différents. Par ailleurs, de légères perturbations de  $\pm 1\%$  ont été appliquées aux données expérimentales pour tester la stabilité de la solution. A chaque fois, les paramètres ont pu être estimés correctement avec un nombre relativement réduit de pas d'optimisation (16 à 18) et les variations relatives des estimations n'ont pas dépassé 0,4 %. Le tableau V fournit les valeurs initiales et finales de  $\alpha$ ,  $m$  et  $k_s$  pour les calculs réalisés et la figure 4 compare la simulation réalisée avec ces valeurs de paramètres aux données expérimentales. Nous notons le bon accord entre la simulation et l'expérience après l'inversion.

TABLEAU V Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux.  
Optimization results with different initial parameters sets.

Paramètre [unité]	Valeurs initiales	Valeurs estimées
$\alpha$ [1/cm]	1,00 10 <sup>-4</sup>	3,19 10 <sup>-4</sup>
	6,66 10 <sup>-4</sup>	3,20 10 <sup>-4</sup>
	1,00 10 <sup>-3</sup>	3,20 10 <sup>-4</sup>
$m$ [-]	1,00 10 <sup>-1</sup>	3,17 10 <sup>-1</sup>
	1,91 10 <sup>-1</sup>	3,17 10 <sup>-1</sup>
	3,00 10 <sup>-1</sup>	3,17 10 <sup>-1</sup>
$k_s$ [m/s]	1,50 10 <sup>-9</sup>	8,75 10 <sup>-9</sup>
	1,50 10 <sup>-8</sup>	8,76 10 <sup>-9</sup>
	1,50 10 <sup>-7</sup>	8,79 10 <sup>-9</sup>

L'évolution de la *fonction objectif* et des paramètres réduits par rapport à leurs valeurs finales, est représentée sur la figure 5 pour ce même calcul. Elle montre des évolutions assez rapides et monotones indiquant que les données ne présentent que peu de bruit, ce qui conduit à une *fonction objectif* finale assez proche de zéro (0,23 pour ce calcul). Ces résultats confirment donc que le nombre et la qualité des mesures, fournies par le dispositif gammamétrique, permettent d'identifier simultanément les paramètres  $\alpha$ ,  $m$  et  $k_s$  pour une couche de sol homogène avec une précision satisfaisante.

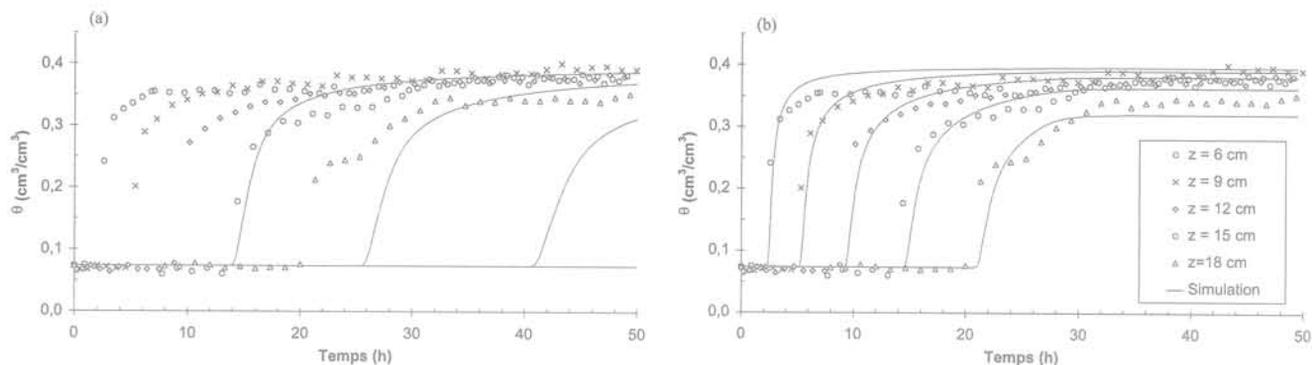


FIG. 4 Simulations de l'essai réalisées en utilisant les paramètres obtenus par l'ajustement de la courbe de rétention expérimentale (a) et ceux obtenus par la méthode inverse (b) comparés aux données expérimentales.

Test simulations carried out with parameters obtained by fitting the experimental water retention curve (a) and those obtained by the inverse method (b) compared with experimental data.

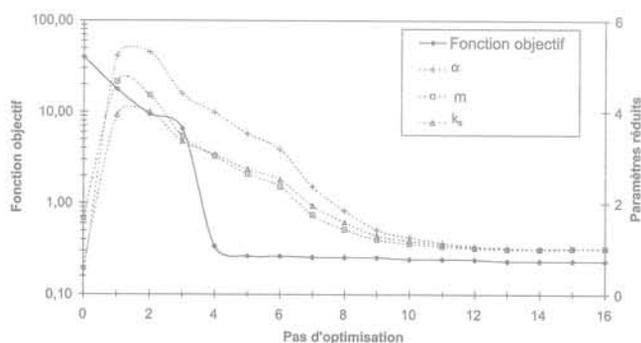


FIG. 5 Évolution des paramètres et de la fonction objectif au cours de l'optimisation.

Parameters and objective function evolution during the optimization.

La figure 6 confronte la courbe de rétention obtenue par la résolution du problème inverse à celle obtenue par l'ajustement des mesures au laboratoire par la méthode du papier filtre. Nous remarquons un très bon accord entre ces deux courbes pour des degrés de saturation élevés ( $> 0,75$ ) et un décalage qui s'accroît pour les faibles degrés de saturation. Sur la figure 7, la courbe de conductivité hydraulique résultant de l'inversion est comparée à celle obtenue à partir du traitement des pro-

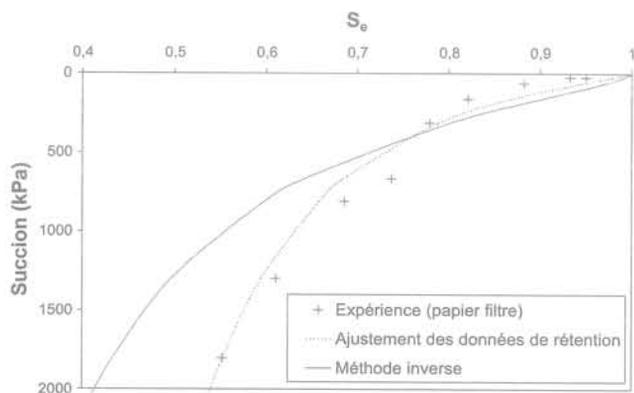


FIG. 6 Comparaison de la courbe de rétention expérimentale et de celle obtenue par la résolution du problème inverse.

Comparison between the experimental water retention curve and the one obtained from inverse problem solution.

files de teneur en eau mesurés par la méthode des profils instantanés ainsi qu'à la prédiction de cette courbe à partir de l'ajustement de la courbe de rétention. Nous constatons ici que le résultat de l'inversion est plus en accord avec celui de la méthode des profils instantanés qu'avec la prédiction de van Genuchten-Mualem. L'inversion numérique a donc permis d'obtenir une courbe de conductivité hydraulique en accord avec les résultats de la méthode des profils instantanés tout en améliorant la détermination de la courbe de rétention de l'humidité surtout pour les faibles degrés de saturation. En effet, cette dernière avait été déterminée par des essais supplémentaires sur de éprouvettes de taille différente.

### 5.5

## Apport de la méthode inverse à la détermination des paramètres hydrodynamiques des milieux poreux non saturés

Une des premières études consacrées à l'applicabilité de la méthode inverse pour l'estimation des paramètres hydrodynamiques de matériaux non saturés, a été celle de Zachmann *et al.*, 1981. Elle visait à examiner

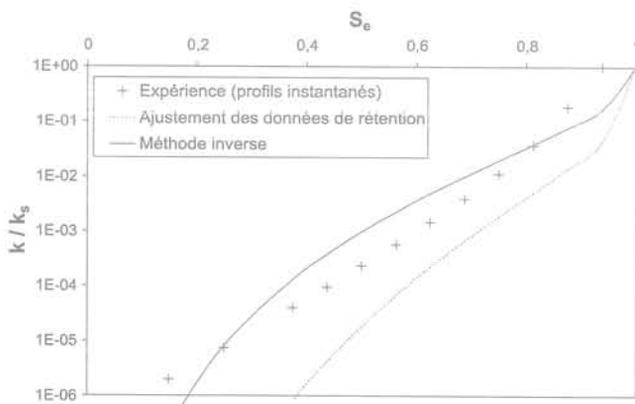


FIG. 7 Comparaison de la courbe de conductivité hydraulique expérimentale et de celle obtenue par la résolution du problème inverse.

Comparison between the experimental hydraulic conductivity curve and the one obtained from inverse problem solution.

l'influence de la variable mesurée à introduire dans la *fonction objectif*. Des procédures inverses ont été présentées en utilisant des *fonctions objectif* construites par des combinaisons des variables mesurées au cours d'essais d'infiltration réalisés au laboratoire sur des colonnes de matériau non saturé. Ces variables sont l'évolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps, la variation de la pression capillaire et la teneur en eau en un point donné en fonction du temps. Le problème inverse a été résolu par une méthode indirecte. Les auteurs ont conclu que l'infiltration cumulée permet d'obtenir les meilleurs résultats alors qu'elle est la variable la plus facile à mesurer.

Russo (1988) s'est intéressé à étudier l'effet du modèle théorique utilisé pour décrire les caractéristiques hydrodynamiques des sol au cours des procédures d'inversion numérique. Ils ont étudié la faisabilité d'une estimation des paramètres par approche inverse utilisant des mesures au laboratoire. Les résultats obtenus par 3 modèles différents, ceux de Childs et Collis-George (1950), Burdine (1953) et Mualem (1976), ont été comparés. La conclusion la plus intéressante de ce travail signale l'importance de l'introduction d'un complément d'information sur certains paramètres mesurables dans la *fonction objectif* (la conductivité hydraulique saturée en l'occurrence), ce qui a pour effet de renforcer la stabilité et d'assurer l'unicité de la solution. Cette recommandation est reprise par Russo *et al.* (1991) qui ont adopté une démarche similaire en considérant les modèles de Brooks et Corey (1964), Mualem (1976)-Gardner (1958) et Mualem (1976)-van Genuchten (1980). Toutes ces études ont montré que la formulation de Mualem-van Genuchten semble être bien adaptée à la plupart des sols pour décrire à la fois la courbe de rétention de l'humidité et la courbe de conductivité hydraulique. La méthode inverse permet donc en plus de la détermination simultanée de la courbe de rétention de l'humidité et de la conductivité hydraulique du matériau, de vérifier l'adéquation du modèle et la pertinence de certaines hypothèses relatives aux paramètres. D'autres auteurs ont par la même procédure, suggéré l'introduction de données supplémentaires telles que l'infiltration cumulée (Eching *et al.*, 1994) ou des données relatives à la courbe de rétention du matériau (Simunek et van Genuchten, 1996 et Bohne *et al.*, 1999). Simunek et van Genuchten (1996) ont rapporté que les données fournies par un seul tensiomètre placé dans l'éprouvette de sol testé au cours d'un essai de drainage permettaient d'identifier correctement tous les paramètres hydrodynamiques non saturés du matériau. Ils ont toutefois obtenu de meilleurs résultats lorsque le tensiomètre était placé près de la surface drainée du sol. Cela démontre l'apport de l'étude du problème inverse dans la conception même des essais où elle peut renseigner sur la nature et l'emplacement des mesures nécessaires.

Depuis quelques années, cette méthode se révèle d'un intérêt indéniable pour traiter certains problèmes complexes pour lesquels les mesures directes ou indirectes de tous les paramètres sont quasi impossibles. Ainsi, différents auteurs ont essayé par la méthode inverse, de caractériser l'effet de phénomènes bien particuliers et complexes tels que l'hystérésis (Kool et Parker, 1988), la présence d'hétérogénéités dans le matériau (Zhang et Yeh, 1997 ; Lehmann et Ackerer, 1997), le

gonflement des sols argileux (Garnier *et al.*, 1997) ou les écoulements préférentiels à travers les macropores dans les sols naturels (Chen *et al.*, 1993 ; Mohanty *et al.*, 1997) ou compactés (Abdallah, 1999). Abdallah et Masrouri (2002) ont étudié la faisabilité de l'utilisation de l'essai de perméabilité à l'infiltromètre double-anneau pour estimer par la méthode inverse, les paramètres hydrodynamiques non saturés du sol.

## 6

## Conclusion

Le passage en revue des méthodes de détermination des propriétés hydrodynamiques des milieux poreux non saturés nous a permis de mettre l'accent sur les principales difficultés qui compliquent la caractérisation de ces matériaux :

- les techniques de mesure des caractéristiques hydrodynamiques non saturées sont généralement complexes et lentes ;
- il est très délicat de mesurer la teneur en eau et la succion simultanément, ce qui impose souvent la détermination de la courbe de rétention en parallèle sur une éprouvette qui n'est pas forcément représentative de la structure et de l'état initial du matériau testé ;
- les données expérimentales généralement peu nombreuses et limitées par les gammes de succion couvertes par les techniques d'imposition et de mesure, ne peuvent représenter complètement les relations très fortement non linéaires qui décrivent les paramètres ;
- les paramètres des milieux poreux non saturés présentent un caractère hystérétique, ils dépendent donc de l'histoire hydrique du matériau ;
- à l'échelle du terrain, la variabilité de ces paramètres dans le matériau peut être très importante, ce qui peut nécessiter une quantité importante de données expérimentales.

Nous avons également mis en avant les apports de la méthode inverse à la caractérisation hydraulique des matériaux non saturés :

- l'estimation simultanée de la courbe de rétention de l'humidité et de la courbe de conductivité hydraulique à partir d'un même essai ;
- l'association de la modélisation analytique ou numérique à l'expérimentation ;
- la possibilité de juger l'adéquation des données expérimentales et d'apprécier la pertinence des modèles théoriques ;
- l'applicabilité à l'étude des cas complexes (milieux hétérogènes, écoulements préférentiels, matériaux gonflants, couplage hydromécanique, etc.) et à l'échelle du terrain.

L'étude du problème inverse nous paraît intéressante non seulement pour estimer les paramètres d'un modèle théorique, mais surtout pour donner des indications sur le type et la quantité de mesures nécessaires, ce qui permet d'optimiser les essais. Elle permet également d'apprécier l'adéquation du modèle et des conditions d'essais. Elle est applicable à des cas complexes sur le terrain. Tous ces aspects sont précieux dans un domaine où l'expérimentation est complexe.

- Abdallah A. – *Modélisation de l'infiltration dans les sols fins compactés : intégration des écoulements préférentiels dans les macropores*. Thèse de doctorat, INPL, Nancy, France, 1999, 167 p.
- Abdallah A., Masroufi F. – Numerical simulation of in situ infiltration test and application to unsaturated hydraulic parameters identification. Proc. 3rd unsaturated soils conference, UNSAT 2002, 10-13 March, Recife, Brazil. Jucá, de Campos & Marinho (eds), vol. 1, 2002, p. 45-5.
- Agus S.S., Leong E.C., Schanz T. – Assessment of statistical models for indirect determination of permeability functions from soil-water characteristic curve. *Géotechnique* 53 (2), 2003, p. 279-282.
- Alonso E.E., Gens A., Hight D.W. – General Report : Special Problem Soils. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering 3, Dublin. Balkema, Rotterdam, 1987, p. 1087-1146.
- Amraoui N. – *Étude de l'infiltration dans les sols fins non saturés*. Thèse de doctorat, INPL, Nancy, France, 1996, 325 p.
- Angulo R. – *Caractérisation hydrodynamique de sols déformables partiellement saturés : étude expérimentale à l'aide de la spectrométrie gamma double-source*. Thèse de doctorat, 1989, INPG, Grenoble, France.
- Barbour S.L. – The soil-water characteristic curve : a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal* 35, 1998, p. 873-894.
- Bohne K., Radcliffe D., Wessolek G., Zacharias S. – Inverse method to estimate soil hydraulic parameters from field measurements of ponded infiltration. Proc. International Workshop on Characterization and Measurement of the Hydraulic Properties of Unsaturated Porous Media, Riverside, Univ. of California, USA, 1999, p. 799-815.
- Brooks R.H., Corey A.T. – Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Paper* 3, 1964, Colorado State University, Fort-Collins, USA.
- Bruce R.R., Klut A. – The measurement of soil water diffusivity. *Soil Science Society of America Journal* 20, 1956, p. 458-462.
- Burdine N.T. – Relative permeability calculation from size distribution data. *Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers* 1953, 198, p. 71-78.
- Chen C., Thomas D.M., Green R.E., Wagnert R.J. – Two-domain estimation of hydraulic properties in macropore soils. *Soil Science Society of America Journal*, 57, 1993, p. 680-685.
- Childs E.C., Collis-George N. – The permeability of porous materials. Proc. of the Royal Society, London, UK, A-201, 1950, p. 392-405.
- Daniel D.E. – Permeability test for unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal* 6 (2), 1983, p. 81-86.
- Eching S.O., Hopmans J.W., Wendroth O. – Unsaturated hydraulic conductivity from transient multistep outflow and soil water pressure data. *Soil Science Society of America Journal* 58, 1994, p. 687-695.
- Ed Diny S. – *Étude expérimentale des transferts hydriques et du comportement mécanique d'un limon non saturé*. Thèse de doctorat, INPL, Nancy, France, 1993, 178 p.
- Farrel D.A., Larson W.E. – Modeling the pore structure of porous media. *Water Resources Research* 3, 1972, p. 699-706.
- Fredlund D.G., Rahadjo H. – Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley, 1993, New York.
- Fredlund D.G., Xing A. – Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal* 31, 1994, p. 521-532.
- Gardner R. – Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data. Proc. of the Soil Science Society of America 20, 1956, p. 317-320.
- Gardner W.R. – Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water-table. *Soil Science* 85, 1958, p. 228-232.
- Garnier P., Perrier E., Angulo A.J., Baveye Ph. – Numerical model of 3-dimensional anisotropic deformation and water flow in swelling soil. *Soil Science* 162 (6), 1997, p. 410-420.
- Green R.E., Corey J.C. – Calculation of hydraulic conductivity : a further evaluation of some predictive methods. Proc. of the Soil Science Society of America 35, 1971, p. 3-8.
- Hamilton J., Daniel D.E., Olson R.E. – Measurement of hydraulic conductivity of partially saturated soils ; permeability and groundwater contaminant transport. American Society for Testing and Material, STP 746, Zimmie & Riggs (eds), 1981, p. 183-196.
- Huang S.Y., Barbour S.L., Fredlund – Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal* 35, 1998, p. 411-425.
- Kool J.B., Parker, J.C. – Analysis of the inverse problem for transient unsaturated flow. *Water Resources Research* 24 (6), 1988, p. 817-830.
- Kunze R.J., Uehara G., Graham K. – Important factors in the calculation of the hydraulic conductivity. Proc. of the Soil Science Society of America 32, 1968, p. 760-765.
- Lehmann F. – *Hydrodynamique en milieux poreux hétérogènes non saturés : identification des paramètres par approche inverse*. Thèse de doctorat, Université Louis-Pasteur, Strasbourg, France, 1996, 170 p.
- Lehman F., Ackerer Ph. – Determining soil hydraulic properties by inverse method in one-dimensional unsaturated flow. *Journal of Environmental Quality*, 26, 1997, p. 76-81.
- Levenberg K. – A Method for the Solution of Certain Non Linear Problems in Least Squares. *Quarterly of Applied Mathematics* 2, 1944, p. 164-168.
- Marquardt D.W. – An algorithm for least-squares estimation of non-linear parameters. *Journal on Industrial & Applied Mathematics* 11 (2), 1963, p. 431-441.
- Marshall T.J. (1958) – A relation between permeability and size-distribution of pores. *Journal of Soil Science*, (9), p. 1-8.
- McLaughlin D., Townley L.R. – A reassessment of the groundwater inverse problem. *Water Resources Research* 32 (5), 1996, p. 1133-1161.
- Mohanty B.P., Bowman R.S., Hendrickx M.H., van Genuchten M.T. – New piecewise-continuous functions for modeling preferential flow in an intermittent-flood-irrigated field. *Water Resources Research* 33 (9), 1997, p. 2049-2063.
- Mualem Y. – A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research* 12, 1976, p. 513-522.
- Mualem Y. – Hydraulic conductivity of unsaturated soils : prediction and formulas. Methods of Soil Analysis, Part 1: Physical and Mineralogical Methods. Agronomy Monograph n° 9, American Society of Agronomy – Soil Science Society of America, 1986, p. 799-823.
- Mualem Y., Degan G. – Hydraulic conductivity of soils : unified approach to the statistical models. *Soil Science Society of America Journal* 42, 1978, p. 392-395.
- Neuman S.P. – Calibration of disturbed parameter groundwater flow models viewed as a multiobjective decision process under uncertainty. *Water Resources Research* 9 (4), 1973, p. 1006-1021.
- Press W.H., Flannery B.P., Teukolsky S.A., Vetterling W.T. – Numerical recipes in C : the art of scientific computing. Cambridge University Press, 1992.
- Purcell W.R. – Capillary pressures : Their measurement using mercury and the calculation of permeability therefrom. American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, *Petroleum Transactions* 186, 1949, p. 39-48.
- Richards L.A. – Capillary conduction of liquids through porous media. *Physics* 1, 1931, p. 318-333.
- Richards S.J., Weeks L.V. – Capillary conductivity values from moisture yield and tension measurements in soil columns. Proc. of the Soil Science Society of America 17, 1953, p. 206-209.
- Rijtema P.E. – An analysis of actual evapotranspiration. *Agricultural Research Report* 859, Wageningen, PUDOC, NL, 1965, 107 p.
- Rolland S. – *Transfert hydrique dans des sols argileux gonflants : influence du confinement*. Thèse de doctorat, INPL, Nancy, France, 2002, 200 p.
- Russo D. – Determining soil hydraulic properties by parameter estimation : on the selection of a model for the hydraulic properties. *Water Resources Research* 24 (3), 1988, p. 453-459.
- Russo D., Bresler E., Shani U., Parker J.C. – Analyses of infiltration events in relation to determining soil hydraulic properties by inverse problem methodology. *Water Resources Research* 27 (6), 1991, p. 1361-1373.
- Sillers W.S., Fredlund D.G. (2001) – Statistical assessment of soil-water characteristic curve models for geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal* 38, 2001, p. 1297-1313.
- Simunek J., van Genuchten M.Th. – Estimating unsaturated soil hydraulic properties form disc infiltrometer data by numerical inversion. *Water Resources Research* 32 (9), 1996, p. 2683-2696.

## Bibliographie

---

- Tabani Ph. – *Transfert hydrique dans des sols déformables*. Thèse de doctorat, INPL, Nancy, France, 1999, 173 p.
- Vachaud G. – *Contribution à l'étude des problèmes d'écoulements en milieux poreux non saturés*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 1968, 159 p.
- van Genuchten M.Th. – A closed-form equation predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44, 1980, p. 892-898.
- van Genuchten M.Th., Leij F.J., Yates S.R. – The RETC Code for Quantifying the Hydraulic Functions of Unsaturated Soils, Ada, Okla: Robert S. Kerr Environmental Research Laboratory, Office of Research and Development, US Environmental Protection Agency, 1991, Washington DC, USA.
- Wind G.P. – Field Experiment Concerning Capillary Rise of Moisture in Heavy Clay Soil. *Netherlands Journal of agricultural Science* 3, 1955, p. 60-69.
- Wyllie M.R.J., Gardner G.H.F. – The Generalized Kozeny-Carman equation: a novel approach to problems of fluid flow. *World Oil Prod. Sect.* 146, 1958, p. 210-228.
- Yeh W.W.-G. – Review of parameter identification procedures in ground-water hydrology: the inverse problem. *Water Resources Research* 22 (2), 1986, p. 95-108.
- Zachmann D.W., Duchateau P.C., Klute A. – The calibration of the Richards equation for a draining column by parameter identification. *Soil Science Society of America Journal* 45, 1981, p. 1012-1015.
- Zhang, J., Yeh, T.-C.J. – An iterative inverse method for steady flow in the vadoze zone. *Water Resources Research* 33 (1), 1997, p. 63-71.
- Zur B. – Osmotic control of the matric soil-water potential, I: Soil water system. *Soil Science* 102, 1966, p. 394-398.

## Analyse des incertitudes dans l'évaluation des tassements causés lors de travaux souterrains en site urbain

Mahmoud EL GONNOUNI

Laboratoire de sciences appliquées au génie civil

Institut supérieur aquitain du bâtiment et des travaux publics (ISA-BTP)

1, allée du Parc Montauray 64600 Anglet

(mahmoud.elgonnoui@univ-pau.fr)

Thèse soutenue le 30 septembre 2004

sous la direction de Pierre-Yves Hicher Institut de recherche en génie civil et mécanique (GeM) (pierre-yves.hicher@ec-nantes.fr)

La construction des ouvrages souterrains en site urbain génère des tassements du sol qui affectent les ouvrages existants et sont source de désordres parfois inacceptables. Ces mouvements de terrain peuvent être estimés par des calculs déterministes. Malgré leur sophistication, ces modélisations comportent des lacunes : manque d'information sur la stratigraphie, sur la rhéologie du sol, sur son état initial, sur les actions générées par les différentes phases de construction, etc.

L'objet du travail est d'identifier l'ensemble des sources d'erreur susceptibles d'affecter le calcul des mouvements de terrains, de les quantifier et de les hiérarchiser. Pour ce faire, il a été convenu de recourir à deux techniques numériques : les méthodes de géostatistique et la méthode des éléments finis stochastiques.

Ce travail nécessitait un site sensible et un ouvrage susceptible d'occasionner des tassements de surface. Le choix s'est porté sur l'extension de la ligne D du métro de Lyon, site et ouvrage qui ont fait l'objet d'un grand nombre d'essais de reconnaissance, d'une ins-

trumentation conséquente, de nombreuses modélisations numériques déterministes et d'une première approche statistique (Gis Sol Urbain).

Sur la base des nombreux essais *in situ*, la technique du krigeage appliquée à la stratigraphie est justifiée et appliquée afin d'évaluer l'incertitude sur la position des différentes couches composant le massif. Cette incertitude a été intégrée dans le calcul afin d'estimer l'incertitude relative aux tassements de surface.

Parallèlement à cette étude, la méthode des éléments finis stochastiques a été mise en œuvre pour évaluer les dispersions dans les résultats numériques liées à la méconnaissance des paramètres rhéologiques du sol. Elle a été appliquée à l'estimation du tassement de surface.

Ce travail constitue ainsi une première approche dans l'analyse des erreurs de modélisation des ouvrages souterrains en site sensible. Il a permis d'obtenir des premiers résultats utiles pour l'estimation des risques.

## Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes

Zeina FINGE BOUSAID

ENTPE, Laboratoire Géomatériaux, 69518 Vaulx-en-Velin Cedex

Thèse soutenue le 10 février 2004 sous la direction de Thiep Doanh

INSA-LYON et ENTPE (thiep.doanh@entpe.fr)

Cette thèse a pour objectif d'éclaircir les effets de différents chemins de préchargement drainé sur le comportement non drainé de sable Hostun RF lâche à l'appareil triaxial, en compression et en extension, de moyennes aux grandes déformations.

Des chemins simples et linéaires traduisant des histoires de sollicitations isotropes ou déviatoriques ont été étudiés, avec des états de contraintes initiaux isotropes ou anisotropes au début du cisaillement non drainé. Un indice des vides variant dans une plage assez réduite a été visé au début du chargement non drainé afin de minimiser l'influence de la densité.

L'étude expérimentale menée montre que la surconsolidation isotrope amène à un comportement de liquéfaction statique très semblable à celui observé dans le cas de la consolidation isotrope classique. Quant au préchargement déviatorique drainé et à la surconsolidation anisotrope, ils présentent un comportement très différent, avec une tendance à la dilatance pour

les hauts niveaux de préchargements. Le chargement non drainé révèle l'existence d'une limite élastique des chemins de contraintes effectives indépendamment des déformations axiales créées par le préchargement drainé. L'inclinaison initiale de ces chemins semble ne dépendre que de la direction du préchargement. L'état des contraintes et l'indice des vides ne sont pas suffisants pour caractériser l'état du matériau et prédire son comportement.

Les résultats obtenus ont fourni une compréhension assez détaillée de l'anisotropie induite par le préchargement drainé et son influence sur la résistance non drainée et le déclenchement de l'instabilité. Une extension du modèle conceptuel de Konrad sur l'état permanent de déformation a été proposée, prenant en compte l'influence de l'histoire de préchargement avec un seul paramètre supplémentaire. Cette étude apporte également plusieurs éléments concrets à prendre en compte dans une approche de modélisation élastoplastique.

## Interprétation des mesures de contraintes par relaxation dans les formations argileuses profondes

Richard GIOT  
LaEGO-ENSG-INPL

Rue du Doyen-Marcel-Roubault, Bâtiment E, BP 40, 54501 Vandœuvre-lès-Nancy  
(richard.giot@ensg.inpl-nancy.fr)

*Thèse soutenue le 17 décembre 2004  
sous la direction d'Albert Giraud Institut national polytechnique de Lorraine  
(albert.giraud@ensg.inpl-nancy.fr)*

Les contraintes initiales au sein d'un massif rocheux constituent une donnée d'entrée fondamentale pour analyser et prévoir le comportement des ouvrages souterrains tels que les galeries de stockage de déchets radioactifs. Ces contraintes initiales ne peuvent être mesurées directement et requièrent une rétro-analyse de grandeurs mesurées au cours d'essais *in situ*. Les méthodes d'interprétation classiques de ces essais supposent un massif rocheux à comportement élastique. Sur la base de l'essai de surcarottage, pour lequel les phénomènes plastiques ne peuvent être négligés, une nouvelle méthode d'interprétation des essais *in situ* a été développée.

Cette méthode applique la théorie des problèmes inverses à l'identification des contraintes initiales pour toute loi de comportement du massif rocheux. Elle utilise des méthodes probabilistes, et l'analyse de sensibilité, pour minimiser une fonctionnelle quantifiant l'écart entre des grandeurs calculées, par éléments finis, et mesurées. Concernant le surcarottage, cette stratégie d'inversion a été appliquée avec succès à des essais réalisés dans les argiles à

Opalinus du laboratoire souterrain du mont Terri. Les déformations calculées requièrent des modélisations tridimensionnelles éléments finis du surcarottage sous l'hypothèse d'un comportement élastique anisotrope. Cette méthode pourra ultérieurement être appliquée en considérant une loi élastoplastique anisotrope développée dans cette thèse pour les argiles à Opalinus, à partir d'essais de laboratoire.

La méthode d'identification développée a également été utilisée pour l'interprétation d'essais dilatométriques réalisés au laboratoire de recherche souterrain ANDRA de Meuse/Haute-Marne, en considérant un comportement élasto-plastique associé avec écrouissage négatif. Cette application illustre la difficulté de l'identification des contraintes initiales, et de manière plus générale de paramètres géotechniques, dans le cas de problèmes inverses fortement non linéaires. La méthode probabiliste développée permet alors de profiter de la connaissance préalable du problème. Elle doit être utilisée en fin d'identification, après des méthodes directes, et a pour but d'améliorer la précision des paramètres identifiés.

## Rôle de la thermique dans la prédisposition, la préparation et le déclenchement des mouvements de versants complexes. Exemple des Rochers de Valabres (Alpes-Maritimes)

Yann GUNZBURGER

Institut de physique du Globe de Paris (IPGP)  
Département de sismologie - Équipe de mécanique des roches  
Boîte 89, 4, place Jussieu, 75252 Paris Cedex 05  
(gunzburg@ipgp.jussieu.fr)

*Thèse soutenue le 17 décembre 2004  
sous la direction de Jack-Pierre Piguet École des mines de Nancy (INPL)  
(piguet@mines.inpl-nancy.fr)*

Les causes des mouvements de versant peuvent être classées en facteurs de prédisposition, préparatoires et déclencheurs, en fonction de l'échelle de temps sur laquelle se développe leur action. Si les facteurs déclencheurs constituent les causes les plus immédiates et donc aussi les plus évidentes de l'occurrence des instabilités, le rôle des facteurs préparatoires n'en est pas moins important.

Nous avons choisi de nous intéresser conjointement :

- à un versant potentiellement instable : le versant des Rochers de Valabres (06), sur lequel la survenue des éboulements est mal comprise et qui a été équipé pour constituer un site-laboratoire ;

- à un facteur préparatoire potentiel : les variations journalières de température de surface, dont les conséquences sont souvent évoquées mais n'ont pratiquement jamais fait l'objet d'études quantitatives.

Les premières investigations menées sur le versant (caractérisation géométrique et mécanique et modélisation numérique à l'équilibre limite) montrent qu'il est prédisposé à l'instabilité

par la configuration de son réseau de fractures, qui ne suffit cependant pas à expliquer entièrement la survenue des éboulements.

Des calculs en contraintes-déformations permettent d'appréhender l'impact des fluctuations journalières de la température de surface du massif rocheux sur sa stabilité. Bien que les variations significatives de températures soient limitées au voisinage de la surface, leurs effets mécaniques peuvent provoquer des mouvements sur des fractures situées en profondeur. Si la configuration géométrique est favorable, ces mouvements, insignifiants à l'échelle journalière, peuvent se cumuler jusqu'à provoquer le détachement d'un bloc du versant, constituant ainsi un facteur préparatoire des éboulements.

Un dispositif d'auscultation tachéométrique a été mis en place sur le site pour tester sa capacité à mesurer les mouvements d'origine thermique. Les résultats mettent en évidence les difficultés liées à l'incapacité de corriger totalement les erreurs affectant les mesures. Il a malgré tout été possible de capter une partie des mouvements attendus.

## Caractérisation du comportement couplé des argilites de Meuse/Haute-Marne aux états saturé et partiellement saturé

Mohamed Amine KORICHE  
16, rue Lisboa, 64200 Biarritz

*Thèse soutenue le 4 novembre 2004  
sous la direction de Françoise Homand INPL-ENSG  
(francoise.homand@ensg.inpl-nancy.fr)*

Le but de la thèse est de caractériser le comportement des argilites de Meuse/Haute-Marne en conditions saturées et partiellement saturées soumises à des sollicitations mécaniques, hydriques et thermiques.

Le modèle choisi est issu de l'approche thermodynamique des milieux poreux proposé par Coussy (1991, 1995). Le principal avantage de ce formalisme, c'est que les paramètres peuvent être déterminés expérimentalement. Une série de pulse test a été réalisée dans le but de mesurer la perméabilité intrinsèque et l'emmagasinement spécifique d'éprouvettes d'argilite à l'état quasi saturé.

Ces essais nous ont permis de déterminer les valeurs des paramètres recherchés et l'ordre de grandeur de l'anisotropie de la perméabilité. La comparaison de nos résultats à ceux obtenus dans le cadre du GDR FORPRO benchmark « perméabilité » a montré une bonne concordance. La perméabilité apparente à

l'état partiellement saturé a été déterminée expérimentalement par la réalisation d'essais de sorption/désorption par la méthode des solutions salines saturées. Le développement d'une méthode analytique originale a permis de déterminer la perméabilité à partir des mesures de variations temporelles de masse. Les simulations numériques par un code en éléments finis ont permis de modéliser une diffusion bidirectionnelle. Les résultats des deux modélisations montrent que l'hypothèse d'une diffusion unidirectionnelle induit une surestimation de la perméabilité. Les derniers essais avaient pour l'objet l'étude du comportement hydro-mécanique sous l'effet d'élévations de température. L'hypothèse de la dépendance de la pression interstitielle équivalente dans le cas partiellement saturé du degré de saturation et qui n'est fonction que de la tension superficielle du ménisque émise par Olchitzky *et al.* (1998) n'a été qu'en partie vérifiée.

## L'altération superficielle de dalles de granitoïdes sous climat tropical humide. Proposition d'une méthode d'étude expérimentale

Aka Crépin KOUASSI  
s/c Mme Angel Kouassi  
107, bd de Marseille, 18 BP 2384  
Abidjan 18 (Côte-d'Ivoire)

*Thèse soutenue le 15 décembre 2004 sous la direction de Jean-Michel Le Cleac'h  
École des mines de Paris  
(lecleach@ensmp.fr)*

Ce travail porte sur la formalisation d'un modèle de climat tropical humide, ainsi que sur des expérimentations *in vitro*, en vue de tester le dispositif expérimental devant mettre en œuvre les facteurs climatiques modélisés. De ce fait, la conception de ce dispositif expérimental a pris en compte les paramètres que sont : la vitesse d'impact des gouttes de pluie ( $2,3 \text{ m.s}^{-1}$ ), l'énergie calorifique et ses fluctuations qui s'expriment en des températures à la surface du *sol* variant entre  $24^\circ\text{C}$  et  $76^\circ\text{C}$ , l'environnement hygrométrique qui oscille entre les saturations (pluies, et rosées nocturnes) et HR (humidité relative) égale à 85 %, ainsi que la pluviosité (25,7 mètres d'eau par heure).

Des plaques polies issues des gisements ivoiriens de roches ornementales d'Okrouyo (syénite) et de Yakala (granite rose) ont

servi d'échantillons pour tester le dispositif expérimental. Au bout de 12 mois, on a numérisé des images de la surface polie des échantillons. Par la suite, à l'aide des logiciels Visilog 5.4 (Noesis, 2001) et Paint Shop Pro 5.0 (Jasc Software, 1998), on a mis en œuvre l'analyse colorimétrique d'images numérisées, retenue comme le mode d'investigation le plus approprié pour comparer les images obtenues à 12 mois, avec celles de départ (0 mois). Cette comparaison a procédé par soustraction des images de départ, de celles à l'issue de 12 mois d'essai.

L'étude des images issues des opérations de soustraction a dégagé qu'il existe une analogie entre le milieu de ferrallitisation, conséquence de l'altération météorique en climat tropical humide, et le milieu généré par la mise en œuvre du dispositif expérimental.

## **Analyse de scénarios de mouvements de versants de type glissements-coulées. Application à la région de Barcelonnette (Alpes-de-Haute-Provence, France)**

Gwennou LE MIGNON  
(gwennou.lemignon@wanadoo.fr)  
*Thèse soutenue le 15 mars 2004  
sous la direction de Roger Cojean  
École des mines de Paris  
(roger.cojean@ensmp.fr)*

Les glissements-coulées sont des processus complexes de déstabilisation de versants, car ils se développent suivant deux modes distincts : glissement avec évolution régressive vers l'amont, coulée boueuse et écoulement vers l'aval. Dans les matériaux concernés, une phase argileuse prédomine généralement. La fragilité de la texture doit être notée, ainsi que sa sensibilité aux apports d'eau souvent à l'origine du déclenchement de la rupture.

Ce travail s'est appuyé sur les glissements de la Valette et de la Poche dans la région de Barcelonnette (Alpes-de-Haute-Provence). Le contexte géologique, hydrogéologique et géomécanique a été étudié considérant plus spécialement le fonctionnement hydrologique et hydrogéologique d'un versant instable.

Les études de terrain, prenant appui sur la modélisation, ont permis de définir des scénarios d'évolution et de mettre en évidence les conditions de réactivation de ces pentes instables.

## **Cartographie de la susceptibilité aux « grands glissements de terrain » au Liban**

Robert NINI  
Université de Balamand  
Tripoli (Liban)  
*Thèse soutenue le 6 décembre 2004  
sous la direction de Jean-Louis Favre  
LMSSMat, École centrale de Paris; 92295 Châtenay-Malabry  
(favre@mssmat.ecp.fr)*

Plusieurs glissements impressionnants se sont récemment produits au Liban. Une prédiction basée sur une cartographie de la susceptibilité aux grands glissements de terrain sera nécessaire afin de réduire ces dégâts énormes résultants de ces glissements. Notre travail constitue une première tentative de cartographie de la susceptibilité aux grands glissements de terrain au Liban par une méthode qui est un compromis entre deux approches : l'approche par expertise et l'approche analytique.

Une première collection de données sur les facteurs permanents est présentée à partir des documents existants, d'enquêtes, et de campagnes d'investigation du sol. Ces glissements seront le sujet d'une étude de stabilité par le logiciel Talren.

Notre étude est basée sur l'analyse des paramètres causaux

de cinq glissements comme la géomorphologie, la géologie, l'hydrogéologie, la tectonique, le sol, le climat-pluviométrie et la végétation, tout en évoquant leur modèle de terrain et leur modèle de glissement avec leur possible mécanisme de rupture.

Cette étude permet de dresser des cartes de cartographie des modalités critiques des facteurs causaux. Le croisement de ces plans de cartographie des différentes modalités critiques associées aux facteurs causaux permanents, nous aide à localiser les zones présentant des risques élevés d'instabilité. L'approche probabiliste sera appliquée à ces cinq glissements à l'aide du logiciel Phimeca. Les résultats directs du Phimeca comme la probabilité de ruine et l'indice de fiabilité, permettent de comparer le facteur de sécurité calculé par Talren avec ces deux valeurs.

## **Mouvements gravitaires rapides de grandes masses rocheuses : apports des observations de terrain à la compréhension des processus de propagation et dépôt. Application aux cas de La Madeleine (Savoie, France), Flims (Grisons, Suisse) et Köfels (Tyrol, Autriche).**

Nicolas POLLET  
Centre de développement des géosciences appliquées  
Université de Bordeaux 1, B. 18, avenue des Facultés, 33405 Talence Cedex  
(n.pollet@cdga.u-bordeaux1.fr)  
*Thèse soutenue le 9 juin 2004  
sous la direction de Roger Cojean  
École des mines de Paris  
(roger.cojean@ensmp.fr)*

Parmi les glissements de terrain, les mouvements gravitaires rapides de grande ampleur mobilisent un volume de roches dépassant le million de m<sup>3</sup>, avec une cinétique élevée (au-delà de 100 km.h<sup>-1</sup>). Le versant est très généralement prédisposé à une rupture en grande masse de par sa structure géologique, après effet des facteurs de génération : eau et séismes. La méconnaissance des processus de transport à l'origine de la mobilité de ces masses rocheuses conduit à la nécessité d'études approfondies

de terrain. Trois sites exceptionnels de par leurs conditions d'affleurement ont été retenus : le glissement-avalanche de roches de La Madeleine (0,1.10<sup>9</sup> m<sup>3</sup> de calcschistes ; Savoie, France), le glissement rocheux de Flims (12.10<sup>9</sup> m<sup>3</sup> de calcaires ; Grisons, Suisse) et le glissement rocheux de Köfels (3.10<sup>9</sup> m<sup>3</sup> de gneiss ; Tyrol, Autriche). L'analyse détaillée des dépôts a mis en évidence des structures figées, originelles ou résultant du transport. Ces structures permettent de remonter aux processus à l'origine de

la réduction granulométrique des fragments rocheux. Cette désintégration a pu être quantifiée au site de La Madeleine, par comparaison de la blocométrie du massif rocheux en place et de la granulométrie des dépôts. Le continuum de transformations physiques et rhéologiques de la masse rocheuse tout au long du

parcours conduit à l'évolution du mode de transport depuis le glissement rocheux jusqu'à l'avalanche de roches. Cette évolution est limitée par des facteurs d'arrêt : la géométrie de la topographie de fond de vallée, les propriétés du substratum et les caractéristiques mécaniques du matériau rocheux.

## Pieux sous charge latérale cyclique

Frédéric ROSQUOËT

GeM, UMR CNRS 6183

Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique

IUT de Saint-Nazaire, Dept. Génie Civil, 58, rue Michel-Ange, BP 420, 44606 Saint-Nazaire Cedex

Thèse soutenue le 22 octobre 2004

sous la direction de Jacques Garnier

École centrale de Nantes et université de Nantes

(jacques.garnier@lcpce.fr)

Le chargement latéral cyclique des pieux est généralement le résultat des sollicitations mécaniques engendrées par les vagues, le vent sur des structures offshore, l'amarrage de bateaux sur des quais, des surcharges variables ou des dilatations thermiques. Le comportement d'un pieu souple soumis à un chargement latéral cyclique dans un sable de Fontainebleau sec a été étudié avec des modèles réduits centrifugés. L'effet de charges cycliques est très mal connu et le travail entrepris au LCPC a pour objectif de contribuer à combler cette lacune.

Les différentes méthodes réglementaires de dimensionnement d'un pieu sous charge latérale statique et cyclique sont présentées, ainsi que les études menées sur des modèles réduits centrifugés et *in situ*.

Les dispositifs expérimentaux et les procédures mis en œuvre pour l'étude sont décrits.

L'étude paramétrique a permis, pour un chargement non alterné, de préciser l'effet de l'amplitude des cycles, de leur nombre et de la densité des massifs de sol sur le déplacement du pieu ainsi que sur le moment maximum. Tous les essais ont été réalisés dans les conditions de service de l'ouvrage. On propose une loi empirique pour évaluer les déplacements en tête. Le pieu modèle équipé de 20 niveaux de jauges de déformation fournit l'évolution du profil des moments en fonction de la profondeur dont on déduit les courbes de réaction du sol en fonction du déplacement, appelées courbes P-y. On montre qu'il est possible de modéliser l'effet des cycles par une diminution de la réaction des courbes P-y monotones. Contrairement au chargement non alterné, un chargement cyclique alterné « améliore » la résistance du sol. Toutefois, le sens d'application du 1<sup>er</sup> chargement demeure en « mémoire », en particulier vis-à-vis du déplacement latéral.

## Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés

Olivier THÉPOT

36, rue Pétion, 75011 Paris

Thèse soutenue le 29 janvier 2004

sous la direction de Roger Frank

CERMES, ENPC

Le présent rapport comporte 4 chapitres.

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur la rigidité des sols en très petites déformations ainsi qu'une revue des principales techniques de mesure *in situ* et en laboratoire. Les principaux paramètres qui influencent le module maximum sont discutés. La dépendance rigidité-déformation des sols est présentée avec l'exemple de la courbe en « S ».

Dans le deuxième chapitre, on examine, avec la méthode des éléments finis, la stabilité d'un anneau en maçonnerie placé dans un massif élastique linéaire semi-infini et soumis à un chargement d'origine géostatique. On met ainsi en évidence un domaine de stabilité limité par deux valeurs du coefficient de pression horizontale des terres.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude du comportement en service des collecteurs enterrés. On étudie, par la méthode des éléments finis, l'impact d'une charge linéique appliquée à la sur-

face d'un massif hyperbolique sur une conduite faiblement enterrée. On montre que le comportement non linéaire du massif a un effet très limité sur les déformations de la conduite, même lorsque le chargement approche la charge limite du sol, car les déformations du sol autour de la conduite restent presque partout inférieures à 0,01 %.

Le quatrième chapitre est consacré aux expérimentations *in situ* sur des collecteurs enterrés. On présente l'essai de vérinage interne ainsi que sa méthodologie d'interprétation. Cet essai mis en œuvre à l'intérieur des conduites permet de déterminer par calcul inverse et moyennant certaines hypothèses, le module en petites déformations du sol encaissant et le module de la conduite.

Mots-clés : conduites enterrées, module du sol, petites déformations, interaction sol-structure, éléments finis, vérinage interne.

## Approches hiérarchiques d'analyse de l'interaction sol-fondations-structures

Jean-Michel VAILLANT

Université des sciences et technologies de Lille

Thèse soutenue le 1<sup>er</sup> juillet 2004

sous la direction de Isam Shahrour et Hussein Mroueh

Le travail de thèse porte sur une étude numérique de l'interaction sol-fondation-structure en utilisant une approche globale. Le rapport de thèse est présenté en trois chapitres :

– le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique des méthodes utilisées pour la modélisation de systèmes de type sol-fondations superficielles-structure. Il traite tout d'abord des méthodes traditionnelles, puis il présente des approches plus avancées, notamment l'approche globale ;

– le deuxième chapitre traite le problème d'interaction sol-fondations-structure en supposant un comportement élastique-linéaire pour le sol et la structure. Il présente d'abord l'analyse, à l'aide d'une approche globale, d'un cas de référence, puis une confrontation de cette analyse à celles effectuées avec différentes méthodes découplées. Ce chapitre donne des éléments pour déterminer le domaine d'utilisation des différentes approches ;

– le dernier chapitre traite le problème d'interaction sol-fondation-structure en prenant en compte le comportement élasto-plastique du sol. Après l'étude d'un cas de référence, on effectue une étude paramétrique puis on propose des recommandations pour la prise en compte de la plasticité dans le calcul du système sol-fondation-structure.

Les analyses effectuées montrent que l'interaction sol-fondations-structure dépend principalement de la rigidité relative sol-structure et de la distance entre les fondations de la structure. Elles montrent également que l'interaction sol-fondations-structure affecte la capacité portante des fondations car elle peut conduire à la création d'efforts dans des directions différentes de celle du chargement. A titre d'exemple, un chargement vertical induit un effort latéral et un moment de renversement au niveau des fondations, qui peuvent réduire d'une manière importante leur capacité portante.

## Risques liés aux ouvrages souterrains : constitution d'une échelle de dommage

Ghassan ZIHRI

Liban

Thèse soutenue le 12 mars 2004

sous la direction de Jack-Pierre Piguet, Thierry Verdel

LAEGO, École des mines de Nancy-INPL

La majorité des échelles de dommages existantes ne prennent en compte que des dommages matériels, aux biens et aux personnes, aisément et rapidement accessibles. Néanmoins, les dommages matériels, causés en surface par l'instabilité des cavités souterraines, reflètent insuffisamment l'importance d'un effondrement car les dommages induits peuvent être très graves. Pour rendre compte de ces dommages induits, nous proposons une approche dans laquelle les enjeux exposés sont non seulement des biens et des personnes mais aussi les fonctions que ces derniers assurent au sein d'une collectivité. La première partie de ce travail nous renseigne sur la place des échelles dans les

phases de la gestion des risques en général et de la typologie des cavités rencontrées ainsi que les événements et les dommages. Dans la deuxième partie nous structurons notre approche dans une grille de lecture matricielle où figurent en lignes, les biens, les personnes, ainsi que les fonctions et en colonnes, les différents champs possibles d'évaluation des conséquences de ces dommages (conséquences économiques, politiques, sociales, médiatiques...). Se dessine alors un outil pour la prévention et pour la gestion de crise permettant aux décideurs d'évaluer les dommages engendrés par l'effondrement de cavités souterraines.

## Fluage et endommagement des roches argileuses : évolution de la microstructure et modélisation phénoménologique

Géraldine FABRE

Thèse soutenue le 2 juin 2005 sous la direction de Frédéric Pellet

Laboratoire Sols, Solides, Structures (3S)

Université Joseph-Fourier, Grenoble I

La durée d'exploitation des ouvrages de stockage souterrain, en particulier de déchets radioactifs, dépasse de très loin les échelles de temps habituelles en génie civil et rend donc leur dimensionnement délicat. Pour ces projets de construction, la prise en compte du temps devient primordiale et la prévision des déformations irréversibles à long terme est indispensable pour assurer leur pérennité et leur sûreté. Dans ce but, les études expérimentales et modélisations numériques du comportement différé tentent d'évaluer, à proximité de la cavité, l'extension de la zone endommagée, EDZ (*Excavation Damage Zone*) et surtout de prévoir son évolution dans le temps.

Au cours de cette thèse, nous avons étudié, au moyen d'essais de fluage de longue durée et d'essais de chargement à vitesse lente, la viscosité de trois roches argileuses : l'argilite du Callovo-

Oxfordien, l'argilite de Tournemire et la marne du mont d'Or. Étant données leur aptitude au fluage, leur très faible perméabilité et leur forte capacité de rétention des radioéléments, ces trois roches ont les qualités essentielles pour constituer de potentielles couches hôtes pour les stockages de déchets radioactifs. Le but de cette étude est de mieux comprendre les mécanismes régissant le développement des déformations et de l'endommagement différés de ce type de roche. A l'échelle de la microstructure, ces déformations sont dues à des mouvements irréversibles des défauts du réseau cristallin (dislocations). L'étude expérimentale a donc été complétée par une analyse microstructurale sur lames minces des échantillons testés. En simulant analytiquement le comportement mécanique des trois roches étudiées, les résultats de l'étude expérimentale nous ont permis d'identifier les para-

mètres utilisés dans différents modèles viscoplastiques. La meilleure simulation du comportement a été obtenue avec un modèle proposé par Hajdu (2003) prenant en compte le développement des déformations volumiques irréversibles de la roche et l'anisotropie d'endommagement.

Mots-clés: roches argileuses, fluage, comportement mécanique différé, viscoplasticité, chargement quasi statique, endommagement, dislocations, microstructure, identification de paramètres, modèles viscoplastiques, stockage de déchets radioactifs.

## **Modélisation numérique du comportement thermomécanique de réseaux de galeries souterraines pour le stockage des déchets radioactifs : approche par homogénéisation**

Pierre NIAINARIVONY ZOKIMILA

*Thèse soutenue le 7 octobre 2005*

*sous la direction de Frédéric Pellet*

*Laboratoire 3S*

*à l'Université Joseph Fourier-Grenoble I*

Le stockage en formation géologique profonde est l'une des solutions possibles pour la gestion à très long terme des déchets radioactifs de haute activité et à vie longue (HAVL). Son étude nécessite d'acquérir une bonne connaissance du comportement et des propriétés des formations géologiques potentielles ainsi que de leur évolution au cours du temps sous l'effet des sollicitations induites par une éventuelle installation de stockage.

La formation géologique hôte sera soumise à des chargements mécanique et thermique dus respectivement au creusement des ouvrages de stockage et au dégagement de chaleur des colis de déchets stockés. Ces chargements thermomécaniques vont engendrer une modification de la distribution des contraintes dans la couche hôte et les déformations des ouvrages ainsi que l'extension des zones endommagées (EDZ) pourraient provoquer des instabilités locales et globales.

Les objectifs de ce travail consistent en l'élaboration de techniques de calculs pour optimiser la modélisation numérique du comportement thermoélastique des ouvrages à grande échelle et en l'évaluation de la perturbation thermomécanique induite par le stockage sur la formation géologique hôte. Dans cette optique, après une présentation de l'état des connaissances sur les aspects thermomécaniques des roches liés au stockage souterrain, des modélisations numériques 2D et 3D du comportement thermoé-

lastique d'ouvrage individuel et d'un réseau de galeries ont été réalisées par une approche discrète. Toutefois, cette approche classique est pénalisante pour l'étude du comportement global d'installations de stockage. Pour pallier à cela, une approche de modélisation numérique, basée sur la technique d'homogénéisation des milieux périodiques, a été proposée. Des formulations ainsi que des procédures numériques ont été élaborées pour déterminer le comportement thermoélastique effectif d'une structure hétérogène équivalente. Le modèle, obtenu par cette méthode, a été validé avec des méthodes d'homogénéisation existantes telles que le modèle autocohérent, ainsi que les bornes de Hashin-Shtrikman. La comparaison du comportement thermoélastique effectif avec le comportement thermoélastique réel de référence a montré une bonne cohérence des résultats. Pour une application au stockage profond, les coefficients thermoélastiques effectifs d'un réseau de galeries circulaires ont pu être déterminés en 2D pour différentes dimensions de l'entraxe des galeries.

Mots-clés : stockage profond, galerie souterraine, roches argileuses, comportement thermomécanique, coefficients thermoélastiques, modélisation numérique, méthode d'homogénéisation des milieux périodiques, comportement microscopique et macroscopique.

## INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Les articles adressés en soumission seront envoyés en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Isam SHAHROUR

Polytech' Lille

Cité scientifique

Bd Paul-Langevin

59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX

Françoise HOMAND

Ecole de Géologie (ENSG)

BP 40

54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Denis FABRE

CNAM

2, rue Conté

75141 Paris CEDEX 03

Les textes seront composés sous Word, présentés en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Les *articles* (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; les *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, téléphone, fax et, le cas échéant, l'adresse électronique des auteurs.

Les résumés des contributions, ainsi qu'une liste de mots-clés (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas 200 mots.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les titres des figures devront être fournis en français et en *anglais*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin).

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation.

On utilisera les unités SI.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Kerisel J., Absi E., 2003), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

– pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;

– pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;

– pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Kerisel J., Absi E. – *Table de poussée et de butée des terres*. Presses des Ponts et Chaussées, 2003, 4<sup>e</sup> éd.

Wastiaux M. *et al.* – « Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama ». *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

Après acceptation par le comité de lecture, en cas d'auteurs multiples, préciser lequel sera le relecteur des épreuves envoyées par la fabrication.

Un délai de 15 jours sera demandé pour le retour des épreuves, afin de ne pas retarder la sortie de la revue et, ainsi, de ne pas pénaliser les autres contributeurs.