Sommaire

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 111 2º trimestre 2005

Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement	3
Tassement et gonflements différés dans les sols fins proches de la saturation	
L. BOUTONNIER	1/
Compactage et comportement de sols fins humides	
E. ALONSO	33
Étude de la migration du soluté d'un lixiviat dans un sol non saturé par la méthode TDR	
I. ALIMI-ICHOLA, L. GAIDI	45
Note sur la définition des « Sols Indurés Roches Tendres » (SIRT)	
Groupe de travail commun CFGI-CFMR-CFMS	59
Évaluation géostatique de la maille de reconnaissance géotechnique de l'aérodrome de Batna (N-E algérien)	
S. KHALFAOUI, H. MEZGHACHE	67
NOTES TECHNIQUES	
De l'utilisation d'échantillons humides en porosimétrie au mercure	
M. GASC-BARBIER	77
Le butonnage dans un coin pour une fouille ouverte d'un côt	é

P. HABIB

85

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

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

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

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

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. POUVA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (EWSG, 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 Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau. N° d'imprimeur : 85818, Dépôt légal : décembre 2005

(©) 2005 ISSN 0181 — 0529

onts et chaussées

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.

Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement



chapitre 8 de la norme NFP 11-212 (référence DTU 13,2 « Fondations profondes pour le bâtiment »). Il s'articule autour des chapitres suivants : le domaine d'application, les dispositions constructives, les modes opératoires, les principes de dimensionnement, et les éléments de contrôle qu'il convient d'associer au procédé de renforcement de sols par colonnes ballastées. Ont participé à la rédaction du présent document : P. Berthelot (Bureau Veritas) C. Besson (Intrafor, président du SOFFONS) M. Boucherie (Socotec) L. Carpinteiro (Socotec) N. Deryckere (Keller Fondations spéciales) A. Frossard (Solétanche Bachy Pieux) M. Glandy (Solétanche Bachy Pieux) B. Pezot (Menard Soltraitement) C. Poilpré (GTS) J.P. Volcke (Franki Fondation) Ont également participé aux discussions : Mme Altmayer (Bureau Veritas), MM. Avoine et Blondeau (Apave), M. Burban (Soletanche Bachy Pieux), M. Stoehr, MM. Georget et Dhouib (Keller Fondations spéciales), M. Pignerol (Intrafor), M. Touquet (SPIE Fondations). Ce document a reçu l'aval du Comité français de

Le présent document vise à modifier et à compléter le

Avant-propos Jean Launay Président du CFMS

Les projets de renforcements de sols se sont multipliés les dernières années. En particulier, les chantiers de colonnes ballastées ont connu un développement considérable.

mécanique des sols (CFMS).

Les professionnels (depuis le géotechnicien jusqu'au contrôleur technique) ont cependant été confrontés, d'une part, à une quasi absence de texte de référence, puisque le seul document sur le sujet est un chapitre du DTU 13.2 dont la rédaction remonte aux années 70 et, d'autre part, à une abondance de documents de conception dont les conclusions pouvaient être, sinon contradictoires, du moins non cohérentes en apparence.

Le CFMS a donc été saisi d'un projet de recommandations dont l'objectif déclaré est de constituer, entre autres, une mise à jour des dispositions constructives et un référentiel pour le dimensionnement des colonnes ballastées sous les ouvrages et constructions essentiellement de bâtiment sensibles aux tassements.

Le texte ci-après est le résultat des délibérations et constitue le socle sur lequel les professionnels des sols, particulièrement réunis dans le CFMS, mais aussi d'autres (bureaux d'études de structures, maîtres d'œuvre...) pourront s'appuyer pour confirmer l'usage des colonnes ballastées.



Les colonnes concernées par les présentes recommandations professionnelles sont constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

Commentaire. Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Dans la suite du texte, l'expression « colonne ballastée » s'entend pour la seule définition ci-dessus.

Les colonnes peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes ou en groupes ou même de manière isolée.

Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage à réaliser, de la nature des charges, des tolérances ou prescriptions relatives aux tassements absolus et différentiels, ainsi que de la nature du sol à traiter.

Le but de toute réalisation de colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

– amélioration de la portance,

-réduction des tassements,

-homogénéisation des caractéristiques géotechniques,

-augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants,

 augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation).

Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration de sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde.

La fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est toujours de type superficiel : semelle filante ou isolée, radier, dallage. Il peut aussi s'agir de la «fondation » d'un ouvrage en terre.

C'est la maîtrise du comportement de la fondation superficielle qui est recherchée.

La faisabilité du traitement de sol doit faire l'objet d'une analyse par le géotechnicien de l'opération qui, par ailleurs, fournira ou avalisera les hypothèses de calcul; selon sa mission, il peut être amené à effectuer un prédimensionnement de l'opération.

Commentaire. Il est rappelé que l'étude géotechnique pour des colonnes ballastées doit comprendre la reconnaissance des terrains à traiter mais aussi de ceux susceptibles de tasser sous l'épaisseur traitée.

Il est souhaitable que le maître d'ouvrage associe le géotechnicien au projet dans le cadre des missions successives définies par la norme NFP 94-500.

Domaine d'application

2.1

Par types d'ouvrages

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements:

–halls de stockage,

-bâtiments industriels et commerciaux,

-silos et réservoirs de toute nature,

–ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions techniques associées :

 – en génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux);

sous fondations superficielles de bâtiments.

Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, où un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'en améliorer et/ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés.

2.2

Utilisation en zone sismique

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.

L'annexe I reprend les dispositions à appliquer dans ce cas.

2.3

Limites d'utilisation sous structures sensibles aux déformations

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5 %, au sens de la norme XP 94-047.

Commentaire. Il existe aussi la norme NF P 94-055 qui définit une méthode chímique pour déterminer la teneur pondérale en matière organique d'un matériau.

Les sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,50 m et présentant des caractéristiques faibles ($c_u < 20$ kPa ou $q_c < 300$ kPa) nécessiteront une étude particulière et des dispositions constructives spécifiques : par exemple, préchargement, consolidation.

Mode opératoire

3.1

Méthodes et matériels

Les deux procédés suivants satisfont à la définition donnée en préambule.

Les colonnes pilonnées : voir le lexique pour le descriptif détaillé.

Les colonnes vibrées :

si l'on utilise le lançage à l'air, on parle de voie sèche;
si l'on utilise le lançage à l'eau, on parle de voie humide.

Commentaire. Tout autre procédé doit faire l'objet d'un cahier des charges.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement de la nature et de l'état de saturation du sol, du but recherché et des caractéristiques des matériaux d'apport. Il appartient à l'entreprise, en fonction de son savoir-faire et de son expérience, de choisir l'outil et le procédé le mieux adaptés dans chaque cas.

3.2

Préforages

La traversée de couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction de terrain.

Tout volume excavé doit être rempli et compacté par le matériau de la colonne.

3.3

Matériaux d'apport

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométrie contrôlées et les plus homogènes possibles.

Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Commentaire. Sauf dossier spécifique démontrant l'absence de désordres à court et à long termes (gonflement, pollution, réaction physico-chimique...), les matériaux recyclés ne sont pas admis.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

-LA < 35

-MDE < 30

-LA + MDE < 60

Commentaire. LA : essai Los Angeles, norme NF P 18573; MDE : essai Micro Deval, norme NF P 18572.

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube.

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes : – vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : en terme de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/4; autres procédés : en terme de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.

Le critère de propreté au sens de la norme NFP 18591 est le suivant : le passant inférieur à 80 $\,\mu m$ est inférieur à 5 %.

Dispositions constructives

4.1

Diamètre des colonnes ballastées

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

 de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré;

des terrains traversés et de leurs caractéristiques;
de l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

Commentaire. Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm.

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau.

4.2

Interface sol traité/structure

Si l'élément de fondation a une inertie insuffisante pour répartir sa charge de façon homogène sur la maille élémentaire, il est nécessaire de disposer un matelas de répartition entre l'élément de fondation et le sol traité : ce matelas a pour rôle d'assurer la répartition complémentaire des charges.

Si l'on utilise l'action drainante des colonnes, il faut disposer d'une couche drainante (avec exutoire) au toit des colonnes.

Commentaire. En pratique, hors zone sismique, les semelles isolées et filantes ainsi que les radiers ne nécessitent en général aucun matelas, contrairement aux dallages, armés ou non.

Par ailleurs, le fait de traiter un sol par incorporation de colonnes ballastées n'améliore pas, sauf exceptions, le comportement du terrain en place en surface entre colonnes où il n'y a donc pas augmentation *a priori* des valeurs du module EV2 ou celles du coefficient de Westergaard.



Exécution des semelles et radiers

Ceux-ci doivent être réalisés de la même manière que dans un sol naturel, ils peuvent être coulés à pleine fouille ou coffrés.

Lorsque la base de la semelle est à moins de 50 cm sous le niveau de la plate-forme de travail, la tête de la colonne doit être recompactée pour garantir les caractéristiques prises en compte dans les calculs.

Commentaire. Ce recompactage peut faire partie du recompactage de la plate-forme.

4.4

Exécution du matelas de répartition

L'épaisseur minimale d'un matelas de répartition en matériaux granulaires est supérieure à 40 cm.

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme, au sens du document GTR92.



Commentaire. Dans le cadre de ce document, on retiendra en particulier pour la couche de forme que :

-les matériaux de classe F (norme NF P 11-300) ne sont pas admis;

– l'épaisseur minimale est de 25 cm ;

-le module d'élasticité est supérieur à 50 MPa.

Il appartient au concepteur de l'amélioration de sol de définir l'épaisseur et les caractéristiques minimales de ce matelas par rapport au sol traité.

Commentaire. Il est rappelé à ce propos que les critères intervenant pour le calcul d'un matelas de répartition sont, d'une part, sa résistance au poinçonnement (si nécessaire), d'autre part, l'épaisseur et le module d'élasticité.

Le concepteur du dallage devra vérifier que l'épaisseur et les caractéristiques du matelas sont suffisantes vis-à-vis des impératifs résultant des sollicitations du dallage, notamment le poinçonnement, et qu'elles restent supérieures aux minima requis par les normes d'exécution de ces dallages.

La couche de répartition peut être mise en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : elle sert alors de plate-forme de travail.

La couche de forme peut également être réalisée avant les colonnes ballastées.

Cependant, le reprofilage, le compactage final, le retraitement et éventuellement le complément en épaisseur devront être réalisés après les colonnes ballastées, afin d'assurer un nivellement et des caractéristiques conformes aux éléments du projet.



Disposition des colonnes ballastées

Ouvrages à charges réparties uniformes

Dans le cas d'ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier, généralement carré ou triangulaire.

Le maillage dépend des caractéristiques géotechniques et des charges appliquées. **Commentaire 1.** Dans certaines circonstances de caractéristiques géotechniques et/ou de chargement, une partie des ouvrages peut ne pas reposer sur un terrain traité dans la mesure où les tassements absolus et différentiels entre zones traitées ou chargées différemment restent compatibles avec la structure et son exploitation.

Commentaire 2. Sauf justifications particulières et hors zone sismique, il n'est pas nécessaire de disposer des colonnes à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné.

4.5.2

Semelles filantes et isolées

Le dimensionnement des semelles est fonction à la fois de la contrainte admissible et du tassement admissible après traitement de sol.

Le maillage résulte du critère le plus défavorable.

Commentaire. Au sein d'un même ouvrage, il est parfaitement envisageable qu'il y ait des semelles courantes sous lesquelles le sol a été amélioré et des semelles faiblement chargées reposant sur le sol naturel. C'est le respect de l'homogénéité des tassements des semelles soumises à des charges dissemblables qui peut autoriser cette situation (exemple : ossature secondaire support de bardage des halls industriels).

Pour des colonnes isolées ou des files uniques de colonnes, en l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu extérieur des colonnes doit être au moins égal à la tolérance d'exécution définie au § 4.9.

Commentaire. La vérification consiste à s'assurer que, même si la colonne n'est pas intégralement sous le massif (éventuellement avant exécution et obligatoirement après le récolement si celui-ci démontre un excentrement), les résultats en terme de déformation et de contrainte maximale dans la colonne et dans le sol restent admissibles.



Pour des colonnes non alignées, il est recommandé d'adopter la même disposition (débord de la semelle au moins égal à la tolérance d'exécution). Dans le cas contraire, il faut justifier le tassement et la contrainte dans les colonnes si les colonnes ne respectent pas l'implantation théorique.

Commentaire 1. On trouvera en annexe II quelques dispositions types.

Commentaire 2. Sous les semelles filantes, la disposition des colonnes en quinconce limite l'incidence des excentrements.

Mailles de référence maximales

Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, la maille de référence la plus grande doit être de 9 m², d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3 %, d'autre part.

Pour une semelle filante comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, l'entraxe maximal sans justification spécifique est de 2,5 m.

4.7

Mailles de référence minimales

La maille de référence minimale est de 2,4 m².

Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à $1,5 \oslash$ et 1,20 m.

Commentaire 1. Un taux de substitution élevé induit un risque de soulèvement des plates-formes.

Commentaire 2. Des mailles plus étroites, sans être inférieures à 1,5 m², sont possibles mais nécessitent une étude spécifique de faisabilité.

Commentaire 3. Pour des colonnes réalisées par lançage à l'eau, procédé peu utilisé en site terrestre du fait de l'extraction de terrain généré par le procédé, il est possible de réaliser des colonnes ballastées de diamètre important (1.00 à 1.20 m) plus rapprochées que par voie sèche.

4.8

Colonnes ballastées sous un remblai support de fondations

On peut traiter par incorporation de colonnes ballastées tous les types de sols entrant dans le domaine d'application, et ensuite mettre en œuvre sur le sol amélioré des remblais de rehaussement ou de substitution, réalisés avec des matériaux nobles de qualité contrôlée, mis en œuvre de manière soignée avec un contrôle rigoureux de leur compactage, par exemple selon les recommandations LCPC-COPREC de 1980.



La disposition des colonnes tient compte de la superposition des contraintes générées d'une part par le remblai lui-même et, d'autre part, par les différents éléments de structure qui sont fondés dans son épaisseur; il faut justifier en particulier cette disposition si la hauteur du remblai est inférieure au demi-côté de la maille de référence. 4.9

Tolérances d'exécution



Maillage en réseau

La colonne ballastée est une inclusion donnant, grâce à ses caractéristiques propres, de nouvelles caractéristiques équivalentes à la maille élémentaire de sol traité, dont elle occupe le centre.

Dans ce cas, il n'existe pas de notion d'« excentrement » telle que celle-ci apparaît pour des éléments ponctuels de fondation.

4.9.2

Colonnes sous semelles

Les semelles isolées et filantes reposant sur le sol amélioré doivent être justifiées comme des éléments de fondation.

La tolérance d'exécution des colonnes ballastées est alors de ± 20 cm.

Commentaire. Cette valeur peut être difficile à apprécier du fait de la forme irrégulière des colonnes lorsqu'elles sont vibrées.

Au-delà de cette valeur, l'entreprise doit justifier que le comportement de la semelle reste compatible avec la structure de l'ouvrage; s'il y a une couche de répartition sous la semelle, on tient compte de ses caractéristiques pour cette justification.

Commentaire. Les ouvrages surmontant les colonnes sont conçus de telle sorte qu'ils ne soient pas à modifier tant que les écarts d'implantation sont inférieurs aux tolérances d'exécution.

Le choix de tolérances plus faibles est laissé à l'initiative de l'entreprise mais celle-ci doit alors s'assurer de leur strict respect; cette tolérance peut ne pas être la même dans les deux directions.



Coefficient réducteur sur les volumes de matériaux incorporés

Il existe une différence entre le volume théorique des colonnes réalisées et le volume de matériau approvisionné et donc foisonné sur le site. Cette différence provient, d'une part, des pertes à l'exécution (dont les hors-profils variables en fonction de l'étreinte latérale) et, d'autre part, du compactage du matériau dans la colonne.

Généralement, on admet les rapports suivants du volume approvisionné au volume théorique :

 – colonnes vibrées avec alimentation en tête, sous l'eau : 1,3 à 1,5 ;

-colonnes avec incorporation en pied, à l'air : 1,2.



5.1

Préalable : éléments d'information nécessaires au calcul

Le comportement d'un renforcement de sol par colonnes ballastées ne peut s'analyser sans une bonne connaissance :

-de la nature et des caractéristiques du sol traité et sous-jacent: coupes de sondages, résultats des essais mécaniques en laboratoire ou en place ... ;

-de la nature, des caractéristiques et des méthodes d'exécution de la fondation proprement dite;

-des sollicitations de service ou exceptionnelles;

-de la nature et du comportement de la structure à fonder.

Les règles de calcul du présent document ne prennent pas en compte d'amélioration du sol entre les colonnes.

Commentaire. L'exécution des colonnes peut améliorer les caractéristiques de certains sols; il est possible de prendre en compte des caractéristiques « améliorées » à condition de vérifier par des essais appropriés qu'elles sont atteintes.

Critères de dimensionnement

Le dimensionnement des colonnes ballastées est indissociable des caractéristiques du sol à traiter et du procédé de mise en œuvre.

Les justifications à apporter dans la note de calculs se rapporteront dans le cas général aux deux critères suivants:

-charge admissible globale sur le sol amélioré après traitement et justification des différents types de fondations vis-à-vis de la rupture;

-tassement absolu des divers éléments de structure au sein d'un même ouvrage, justification des tassements différentiels au sein de la structure ou entre structure et dallage, en fonction des tolérances admissibles propres à chaque ouvrage et des règlements en vigueur.

Lorsque d'autres actions sont recherchées, la justification de ces effets doit être alors produite :

-dans le cas de la liquéfaction des sols, il convient de démontrer que les colonnes ont réduit ce risque;

-si l'effet drainant est recherché pour accélérer la consolidation, un calcul du temps de consolidation est établi;

-dans le cas de la stabilisation de talus, le calcul porte sur la sécurité obtenue vis-à-vis des glissements circulaires.

Hypothèses

Les contraintes d'exploitation de l'ouvrage (charges maximales et déformations admissibles) doivent être définies dans les documents particuliers du marché.

Les hypothèses concernant le sol sont les caractéristigues géotechniques mentionnées dans l'étude de sol: stratigraphie, nature des sols, hydrologie, caractéristiques rhéologiques et mécaniques (module d'Young, coefficient de Poisson, étreinte latérale, coefficient de compressibilité Cc, indice des vides...) de toutes les couches de sol.

Commentaire. Au cas où les données résulteraient de corrélations, il conviendra d'avoir l'accord écrit du géotechnicien sur la validité des hypothèses considérées.

Les hypothèses concernant les colonnes ballastées, notamment quant à leur module de déformation, diamètre, longueur, dépendent étroitement du matériel de mise en œuvre choisi et des performances de celui-ci.

Les valeurs usuelles des paramètres autres que géométriques, et entrant dans les calculs, sont les suivantes; pour les matériaux décrits au § 3.3 et correctement mis en œuvre:

-module d'Young

(moyenne sur le volume de la colonne) $E_{col} = 60 \text{ MPa}$ angle interne intergranulaire

(matériau roulé)	$\phi'_{c} = 38 \text{ degrés}$
(matériau concassé)	$\varphi'_{c} = 40 \text{ degrés}$
– coefficient de Poisson	$v_{col} = 1/3$
 poids volumique du matériau en place, saturé 	$\gamma_{rol} = 21 \text{ kN/m}^3$

 $\gamma_{col} = 21 \text{ kN/m}^3$

Commentaire. Des valeurs différentes, supérieures ou inférieures, sont possibles mais devront être justifiées par des essais

5.4

Contraintes maximales admissibles dans les colonnes

Le calcul de la contrainte maximale admissible consiste d'abord à déterminer la contrainte verticale de rupture q, d'une colonne isolée à partir des caractéristiques des colonnes et du sol après traitement et ce selon les schémas de rupture possibles suivants (Fig.a, b et c):

-rupture par expansion latérale (critère souvent dimen-

-rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes);

rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).

Rupture par expansion latérale

Par analogie aux conditions triaxiales, la contrainte de rupture effective q_{re} par expansion latérale est donnée en fonction de l'étreinte maximale latérale σ'_{hmax} par:

 $q_{re} = tan^2 (\pi/4 + \phi'_c/2). \sigma'_{hmax}$ Greenwood (1970)

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique; elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre...).

Commentaire. Par exemple, dans le cas du pressiomètre, on retient:

$$\sigma'_{hmax} = p_1^*$$

Si on a en outre ϕ'_c de l'ordre de 38 degrés, il vient alors : $q_{re} = 4 p_r^*$

où p,* est la pression limite nette équivalente.

5.4.2

Rupture par cisaillement généralisé

La rupture par cisaillement généralisé peut être étudiée lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol. Ce cas est peu fréquent et le calcul correspondant n'est pas présenté ici (cf. Soyez, 1985).

5.4.3

Rupture par poinçonnement (colonnes flottantes)

La contrainte verticale régnant au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur (Soyez, 1985). Dans un milieu caractérisé par la cohésion non drainée $c_{u'}$ la contrainte verticale de rupture vis-à-vis du poinçonnement est calculée selon la formule suivante :

$$q_{rp} = 9.c_{u} + L_{c}.(2c_{u}/R_{c} - \gamma_{c})$$

où:

 γ_{c} : poids volumique de la colonne;

L: longueur de la colonne;

R.: rayon moyen de la colonne.

Commentaire. En pratique, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la valeur minimale qui équilibre la résistance du sol:

-sous sollicitations ELU: $L_c \ge R_c [(\gamma_{ELU}, \sigma_{oELU} / c_u) - 9]/2$

-sous sollicitations ELS: $L_c \ge R_c [(\gamma_{FLS}, \sigma_{oFLS} / c_u) - 9]/2$

o, est la contrainte en tête de colonne,

 γ_{ELU} (respectivement γ_{ELS}) vaut 1,5 (respectivement 2).

54.4

Contraintes admissibles dans les colonnes à l'ELS

La contrainte verticale admissible q_a dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte verticale de rupture q_r .

La contrainte admissible retenue est la plus petite des valeurs : 0,8 MPa (valeur plafonnée par la norme NF P 11 212, DTU 13.2) et la contrainte admissible calculée q_{p} , soit :

 $q_a = min (0.8 MPa; q_r/2)$ avec $q_r = min (q_{re}; q_{rn})$

54.5

Contraintes dans les colonnes à l'ELU

La contrainte maximale de calcul q_{aELU} dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 1,5 sur la contrainte verticale de rupture q_r:

$$q_{aELU} = q_r/1,5$$

Commentaire. Ceci revient à affecter un coefficient de 1,33 à la contrainte admissible à l'ELS :

 $q_{nELU} = 1,33 q_n$

Contraintes dans les colonnes sous séisme

Voir en annexe I.

5.5

Évaluation des contraintes dans les colonnes et des tassements

Les méthodes ci-après ne sont *a priori* valides que si la surcharge apportée au sol entre les colonnes (calculée par lesdites méthodes) reste inférieure à la contrainte admissible pour le sol non traité.

Commentaire. Dans le cadre de la méthode pressiométrique, on doit vérifier :

$$q_s < k * p_{le}/2 + q'_{0'}$$
 et $q_{col} < q_s$

 $p_{\rm je}/2$ étant la valeur usuelle de limite de validité des formules de tassement selon Ménard.

D'autres méthodes d'utilisation plus délicate sont également disponibles; il convient surtout de retenir les ordres de grandeur obtenus par les cas particuliers ci-après.

5.5.1

W

Étude des cas particuliers des dallages et radiers soumis à un chargement uniforme infini

L'approche simplifiée est basée sur les hypothèses d'élasticité du sol et la conservation des sections planes horizontales; elle suppose également que les colonnes sont arrêtées sur une couche plus compacte.

Après réalisation des colonnes, le tassement de chaque couche i au centre de l'ouvrage s'écrit :

$$I_{i} = \frac{h_{i} \times \sigma_{t}}{a_{i} E_{col} + \left[(1 - a_{i}) E_{si} (1 - v_{si}) / (1 - v_{si} - 2^{*} v_{si}^{2}) \right]}$$



et la valeur de la contrainte dans la colonne au niveau de la couche i (σ_{ri}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \times \sigma_{t}}{a_{i} E_{col} + ((1 - a_{i}) E_{si} (1 - v_{si})/(1 - v_{si} - 2 * v_{si}^{2}))}$$
où:

a_i : pourcentage d'incorporation (rapport des sections), dans la couche i considérée ;

E_{col}; module d'Young de la colonne;

E_{si}: module d'Young de la couche i considérée ;

vel : coefficient de Poisson de la couche i considérée;

σ_i : contrainte verticale moyenne apportée par l'ouvrage;

h : épaisseur de la couche i.

Commentaire. Dans le cas où on dispose d'essais pressiométriques (module $E_{M'}$ coefficient α), conformément aux recommandations de la Société internationale de mécanique des sols et de géotechnique, on assimile le rapport E_M/α au module œdométrique.

Dans l'hypothèse classique d'une valeur du coefficient de Poisson de 1/3, le module d'Young du sol Es est alors égal aux 2/3 du module œdométrique.

Les formules précédentes deviennent :

$$w_i = \frac{h_i \times \sigma_i}{a_i E_{col} + \{(1 - a_i) E_{M}/\alpha_i\}}$$

et la contrainte en tête de colonne :

$$\sigma_c = \frac{E_{col} \times \sigma_t}{a_i E_{col} + \left((1 - a_i) E_{M} / \alpha_i\right)}$$

Commentaire. Les règles pressiométriques peuvent être d'application délicates dans les argiles molles saturées.

Il convient alors de vérifier que cette contrainte reste inférieure aux maxima admissibles tels que définis dans l'alinéa 5.3.1:

$$v_{c} < q_{a^{-}}$$

et que le tassement total (Σ w_i; augmenté le cas échéant du tassement des couches situées sous la base des colonnes) reste inférieur aux valeurs fixées par les conditions d'exploitation.

Commentaire. Si les charges varient par zones et/ou si la stratigraphie n'est pas homogène, il faut vérifier aussi que les tassements différentiels sont acceptables.

Étude du cas particulier des colonnes sous semelle à charge verticale centrée

L'approche simplifiée est basée sur les hypothèses d'élasticité du sol et la conservation des sections planes horizontales; elle suppose également que les colonnes sont arrêtées sur une couche plus compacte.

5.5.2.1 Charges ELS

Les étapes de calcul sont les suivantes, pour une semelle donnée (de surface $S_s = B * L$), reposant sur n colonnes (de section unitaire S_{col}), réputées non flottantes, sous une surcharge (surfacique) q_{ELS} (cf. tableau page suivante).

5.5.2.2. Charges ELU

On doit vérifier: (n.S $_{col}$ q_{aELU} + (S $_{s}$ – n.S $_{col})$ $q'_{u}/2] > q_{ELU}$ S $_{s}.$

Commentaire. Si on a besoin des déformations à l'ELU, on peut utiliser en première approche la méthode décrite pour l'ELS. 5.6

Sollicitations autres que les efforts verticaux centrés

Soit une semelle de dimensions B x L, soumis à un torseur d'efforts dont les éléments au centre de la base sont la charge verticale Q (Q = q x B x L), et les moments M_x et M_y; L est parallèle à l'axe des x.



On impose qu'il y ait des colonnes sur plus d'un axe parallèle :

-à l'axe des x dès que M₂/Q > B/6;

-à l'axe des y dès que M/Q > L/6.

Les méthodes décrites au § 5.8 abordent de différentes façons la question; nous exposons ci-après une méthode simplifiée.

5.6.1

Méthode simplifiée

On majore la valeur de M_x d'un facteur ψ_x qui vaut : -1,25 s'il y a des colonnes sur plusieurs axes parallèles à l'axe des x;

- et 1,5 dans le cas contraire (toutes les colonnes alignées sur l'axe des x).

On majore la valeur de M_y d'un facteur ψ_y qui vaut : -1,25 s'il y a des colonnes sur plusieurs axes parallèles à l'axe des y;

- et 1,5 dans le cas contraire (toutes les colonnes alignées sur l'axe des y).



Les excentricités $\delta_x=\psi_x~M_x/Q$ et $\delta_y=\psi_y~M_y/Q$ doivent vérifier :

 $\delta_x < d_x \text{ et } \delta_y < d_y$

	d _x	d _y
ELS quasi permanent	< B/6	< L/6
ELS rare	< B/4	< L/4
ELU	< B/2	< L/2

On se ramène alors à une répartition rectangulaire équivalente (Meyerhof) q' :

Étape	Principe général	Cas particulier de données pressiométriques
0	On vérifie d'abord la condition : $[n S_{col} q_a + (S_e - n S_{col})q'_u/3] > q S_s$ avec q_a contrainte maximale admissible dans la colonne q'_u contrainte de rupture du sol sous charge centrée	(voir §5.2)
1	On calcule le tassement w_s sans traitement selon les règles en vigueur ; on détermine ainsi : $k_s = q/w_s$	
2	On pose l'équation du tassement de la colonne w_{col} dont la contrainte en tête est q_{col} $w_{col} = \beta q_{col} H/E_{col}$ où H est la hauteur sur laquelle on calcule le tassement β est un coefficient qui traduit le fait qu'il y a une diffusion des contraintes de la colonne vers le sol Commentaire . Pratiquement, on retient H = min (1,5 B; L ₁) car plus de 85 % du tassement du sol se produit entre 0 et 1,5 B Commentaire . En première approche, on retient $\beta = 1$ (pas de diffusion): quand on peut calculer cette diffusion, on a $\beta = q_{moy}/q_{col}$ où q_{moy} est la moyenne des contraintes dans la colonne ; pour un sol homogène sur 1,5 B, on obtient $\beta_{mm} = 0,67$	
3	On en déduit l'expression de la raideur de la colonne : $k_{col}=q_{col}/w_{col}=E_{col}/(\beta~H)$	
4	On calcule la raideur de l'ensemble semelle + colonne sur la hauteur considérée $k = \{k_s (S_s - n S_{col}) + (n k_{col} S_{col})\}/(B L)$	
5	$ \begin{array}{ll} & \text{On en déduit alors:} \\ & -\text{le tassement final après traitement} & w_{sf} = q/k \\ & -\text{la contrainte sous la semelle} & q_s = w_{sf} k_s \\ & -\text{la contrainte dans la colonne} & q_{col} = w_{sf} k_{col} \end{array} $	
6	On vérifie alors que l'on reste dans le domaine de validité pseudo-élastique : $q_s < limite du comportement élastique du sol$ $et q_{col} < q_a$ sinon on reprend à l'étape 1 en modifiant le nombre de colonnes, leur diamètre ou la taille de la semelle	$q_s < k p_{le}/2 + q'_0$ $p_{le}/2$ étant la valeur usuelle de limite de validité des formules de tassement selon Ménard

 $q' = q \times B \times L/\{(B - 2\delta_v) \times (L - 2\delta_x)\}$

On peut ensuite appliquer les méthodes simplifiées décrites au § 5.5.2.1 à la partie comprimée de la semelle.

Autres méthodes

D'autres méthodes (sans majoration de $\rm M_x$ et $\rm M_y)$ sont possibles ; il faut alors vérifier :



B Non pris en compte

Commentaire. Pour qu'une colonne soit prise en compte dans le calcul, il faut vérifier qu'elle se situe dans la partie du sol entièrement comprimée. La majoration de 1,25 et/ou 1,5 permet de s'affranchir de cette vérification en prédimensionnement. -que la contrainte de référence du sol après calcul [q'_{réf}
 = (3 Pm + pm)/4] appliquée sous la semelle reste dans le domaine de validité des formules de tassement.

Commentaire. Dans le cadre de la méthode pressiométrique, on doit vérifier :

1) $q'_{ref} < k * p_{le}/2 + q'o (cf. § 5.4.2.5)$

2) que les contraintes dans les colonnes restent admissibles : $q_{col} < q_a = 2 p_j$ à l'ELS

 $\textbf{q}_{colELU} < \textbf{q}_{aELU} = 4 \times \textbf{p}_{j} \, / \, 1.5$ à l'ELU

3) que le critère suivant de portance globale est vérifié avec : $q' = q * B * L/[(B - 2e_i) * (L - 2 * e_i)],$

 $(nS_{col} q_a + (S_s - n S_{col}) q'_a/3) > q' S_s a l'ELS,$

 $(nS_{col} q_{aELU} + (S_s - n S_{col}) q'_u/2) > q_{ELU} * S_s à l'ELU,$

avec q_a : contrainte maximale admissible dans la colonne à l'ELS, avec q_{aELU} contrainte maximale admissible dans la colonne à l'ELU,

q'u: contrainte de rupture du sol sous charge centrée,

4) que sous ELS rare 75 % de la surface de la semelle reste comprimé, que sous ELS quasi permanent 100 % de la surface reste comprimé, et que sous ELU 10 % de la surface reste entièrement comprimé.

5.7

Cas particulier des ouvrages en terre (chargement uniforme)

Le calcul des colonnes ballastées sous les ouvrages en terre s'effectue comme pour le calcul des colonnes sous radiers et dallages soumis à une charge uniforme.

Ces ouvrages peuvent nécessiter la vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement généralisé.

Dans ce cadre, il y a lieu de distinguer :

 le modèle initial correspondant au début de chargement sans aucun report de charge;

le modèle progressif de transfert de charge (phase de drainage);

-le modèle final issu du report définitif de charge (fin de drainage).

Dans ce cadre, Prièbe (1978) propose des solutions d'homogénéisation qui, d'après Mitchel (1981), peuvent être appliquées à long terme (modèle final de transfert de charge) permettant d'obtenir un modèle homogène équivalent simplifié.

Cette approche simple ne permet pas de tenir compte du mécanisme de transfert de charge et peut sous-estimer le coefficient de sécurité lorsque le taux d'incorporation croît.

Autres méthodes d'évaluation

5.8.1

Approche numérique aux éléments finis

La méthode des éléments finis consiste à discrétiser le modèle géométrique «fini» (sol + colonnes) en sousensembles de référence à partir de conditions aux limites en déplacement et en contraintes pour construire une matrice de rigidité globale.

On calcule ensuite, pour une loi de comportement donnée et pour chaque cas de chargement étudié, les déplacements, les déformations et les contraintes en tout point du modèle défini.

Cette méthode a l'avantage d'appréhender tous les paramètres du modèle retenu (déplacements, déformations, contraintes, iso-valeurs des paramètres et zones de plastification préalable).

Néanmoins, elle nécessite une attention particulière quant à la modélisation des colonnes et des conditions aux limites ; les résultats dépendent fortement du modèle rhéologique et de ses paramètres géomécaniques (en particulier, module d'Young, coefficient de Poisson, Cc, Cs...), dont on rappelle qu'ils doivent être validés par le géotechnicien.

5.8.2

Méthodes d'homogénéisation

Les méthodes d'homogénéisation présentent l'avantage de simplifier le milieu « composite sol + colonnes » afin d'obtenir un modèle simple où le milieu traité est réduit à un milieu homogène équivalent.

La technique d'homogénéisation simplifiée a été utilisée d'abord par Prièbe (1978) pour les calculs de stabilité des ouvrages en terre sur sols mous traités par colonnes ballastées.

Commentaire. La méthode décrite au §5.5.1 fait partie de ces méthodes.

6

Contrôles et réception

6.1

Contrôles en cours d'exécution

6.1.

Essais d'étalonnage

Au démarrage de tout chantier de colonnes ballastées, l'entreprise doit effectuer des essais d'étalonnage destinés à valider le choix du matériel et à vérifier la conformité des réactions du sol avec les prévisions (profondeurs atteintes, consommations, soulèvements éventuels, influence des vibrations, etc.).

Dans le cas où l'étude de sol préalable ferait ressortir des hétérogénéités marquées dans les profondeurs, nature, caractéristiques des couches à traiter, il conviendra de procéder à des étalonnages dans chacune des différentes zones mises en évidence.

Ces essais seront réalisés de préférence au voisinage des sondages de l'étude géotechnique.

Commentaire. Les essais d'étalonnage sont des essais d'informations particuliers.

6.1.2

Essais d'information

Pour une colonne sur 50 (avec un minimum de 3 par ouvrage), il sera fourni les paramètres d'exécution des colonnes ballastées : profondeur, énergie consommée, volume de matériau incorporé par mètre. **Commentaire.** Ces essais peuvent être présentés sous la forme d'un enregistrement informatique, dans la mesure où tous les paramètres sont renseignés.

6.1.3

Attachements

Ce document de synthèse donnera pour chaque colonne ses caractéristiques : date d'exécution, profondeur, énergie et volume consommé.

Il précisera en outre le matériel et le procédé utilisé.

Commentaire. Ces attachements peuvent être présentés sous la forme d'un enregistrement informatique, pour toutes les colonnes, de la profondeur, de l'énergie et du volume incorporé.

6.2

Essais de réception

Ces essais, qui sont à la charge, sauf stipulation contraire du marché, de l'entreprise qui exécute les travaux, comprennent selon le tableau ci-joint:

– contrôle du diamètre de la colonne;

- contrôle de la continuité, en cas de défaut d'enregistrement;

– contrôle de la compacité ;

-essai de chargement.

Commentaire. Ces essais doivent être réalisés par un spécialiste agréé par le maître d'ouvrage.

Les résultats sont regroupés dans le dossier de récolement.

En outre, la tolérance d'exécution (cf. alinéa 4.9) est vérifiée à raison d'une colonne pour 80 pour les dallages et radiers par sondage et pour toutes les colonnes sous semelle.

Commentaire. Les colonnes réalisées hors tolérances sont reportées sur un plan de récolement.

6.2.1

Fréquence des essais

6.2.2

Contrôle du diamètre

Le dégarnissage sera réalisé sur des colonnes hors ouvrage, sur les différentes couches dont la profondeur permet la vérification. Pour des raisons de faisabilité, ce dégagement se fera souvent en tête de colonne, sur une profondeur minimale de 1 m sous la plate-forme.

6.2.3

Contrôle de continuité

Le pénétromètre statique (norme NFP 94.113) est adapté à cette vérification; le pénétromètre dynamique (norme NFP 94.114, type A) peut éventuellement être utilisé.



Contrôle de compacité

Il est réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique (norme NFP 94.113). Ce contrôle doit descendre 1 m sous la base de la colonne, sauf refus sur la couche d'assise.

Pour être en accord avec les caractéristiques reprises dans l'alinéa 5.3, la caractéristique minimale en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur doit être égale à : $q_{\rm cm} = 10$ MPa.

Rappel de la définition de la résistance de pointe lissée $(q_{\rm cm})$:

$$q_{cm} = \frac{1}{4a} \int_{D-a}^{D+3a} q_c(z) dz$$

a est égal 0,5 m;

D est la profondeur à laquelle on considère la caractéristique;

q.(z) est la mesure obtenue, écrêtée à 1,3 q.m.

Commentaire. Ces essais peuvent présenter des difficultés de réalisation :

-blocage sur gros éléments du matériau constitutif de la colonne ;

- déviation du train de tige susceptible de sortir de la colonne.

Dans ce cas, l'entrepreneur propose un nouveau programme de contrôle.

Remarque : Les autres essais in situ habituels en géotechnique, à savoir l'essai au pressiomètre (norme NFP 94.110) avec essai tous les mètres et l'essai au pénétromètre dynamique de type A (au sens de la norme NFP 94.114), sont d'utilisation plus délicate dans les matériaux de type ballast.

Commentaire. Pour être représentatif, l'essai pressiométrique doit être réalisé à l'aide d'une sonde lanternée battue.

Fluide de lançage	ide de EAU içage			AIR		
	Avec	Sans	Avec	Sans		
	enregistrement	enregistrement	enregistrement	enregistrement		
Contrôle Diamètre	1 p	ar tranche de 50 colonnes	jusqu'à 100, minimum 3 au-o	delà		
Contrôle Continuité	Avec 1/50	1/20	Seulement en cas d'anomalie	1/50		
Contrôle	1/80 sous dallage ou radier + 1/20 sous massif					
Compacité	avec un minimum de 5					
Essai	1 essai jus	sque 800 m	1 essai jusque 200	0 m et 400 colonnes		
Chargement*	et un autre par	tranche au-delà	et un autre au	moins au-delà		

* Pour les chantiers de moins de 1000 m de colonnes ballastées par voie sèche (800 m par voie humide), on peut ne pas procéder à un essai de chargement mais, dans ce cas, la contrainte admissible sera minorée d'un coefficient 1,5. Pour être en accord avec les caractéristiques reprises dans l'alinéa 5.3, la caractéristique minimale en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur, en tenant compte des corrélations les plus récentes, doit être respectívement égale à :

p₁=1,2 MPa;

 $q_d = 10 MPa.$

Dans le cas de valeurs inférieures, des justifications spécifiques devront être apportées.

6.2.5

Essai de chargement

C'est un essai de chargement à 1,5 fois la charge ELS de la colonne $Q_{\rm N}$ sur une colonne de l'ouvrage.

L'essai de chargement nécessite la mise en place d'une semelle en tête de la colonne préalablement arasée sous le matelas de répartition. La surface de la semelle doit rester inférieure à 2,5 fois la section théorique de la colonne.

L'essai est de type à effort contrôlé, exécuté en compression; il consiste à mesurer l'enfoncement de la tête de la colonne (à l'aide de deux ou trois comparateurs) soumise à une charge verticale.

Cette charge est appliquée progressivement en six paliers :

Q_N/4, Q_N/2, 3 Q_N/4, Q_N/5, Q_N/4, 3 Q_N/2.

A chaque palier, les mesures de déplacement sont prises aux temps suivants:

1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 30, 45 et 60 minutes ou jusqu'à stabilisation des comparateurs.

Commentaire. La déformation est dite « stabilisée » lorsque sa variation n'excède pas 2 centièmes de mm par minute.

Commentaire. Les premiers paliers peuvent donc avoir une durée de 30 minutes.

Le déchargement se fait en quatre paliers maintenus 5 minutes.

Le compte rendu d'essai comprend :

 le programme de chargement/déchargement avec les mesures des comparateurs en fonction du temps et de la charge;

-un graphique tassement/temps par paliers;

-un graphique tassement à la fin de chaque palier en fonction de la charge;

- un graphique de la pente de fluage en fonction de la charge.

L'essai est considéré comme probant si les deux critères suivants sont satisfaits :

-la charge critique («de fluage») n'a pas été atteinte,

-le tassement à la fin du palier de la charge de service (Q_N) reste inférieur à celui estimé dans la note de calcul et compatible avec les tolérances imposées par la structure ou partie d'ouvrage.

LEXIQUE

Maille de référence. C'est la surface de l'emprise de l'ouvrage divisée par le nombre de colonnes situées sous celui-ci.

Taux de substitution (ou pourcentage d'incorporation). C'est le rapport de la section de la colonne à la maille; il peut varier avec la profondeur.

Colonne ballastée pilonnée. Elle est obtenue par battage d'un tube obturé à sa base jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est introduit par petites quantités en tête de tube et compacté au fur et à mesure par pilonnage en pied. Le tube est remonté petit à petit de sorte que le volume incorporé, toujours supérieur au gabarit du tube, est conforme au diamètre de calcul. Le diamètre du tube est choisi selon les caractéristiques du sol et de la colonne. Le poids du pilon est adapté à ce tube. L'énergie est modulée en faisant varier la hauteur de chute.

Colonne ballastée par voie sèche. Elle est obtenue par introduction dans le sol d'un vibreur radial jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est refoulé dans le sol et compacté par ce vibreur, par passes successives. L'énergie mise en œuvre et la vitesse de remontée sont adaptées au diamètre et à la compacité retenus dans le calcul. L'entraînement du vibreur peut être soit électrique, soit hydraulique. Par ailleurs, le remplissage s'effectue soit par la base, au moyen d'un tube latéral fixé au vibreur, soit par le haut.

Colonne ballastée par voie humide. Dito colonne ballastée sèche mais l'enfoncement est facilité par un lançage à l'eau (douce ou de mer).

Colonne ballastée à sas. Colonne ballastée dont le remplissage en matériau s'effectue par la base, avec application constante d'une pression d'air sur le ballast, sauf pendant le remplissage du tube d'apport.

Excentrement. Distance entre l'implantation théorique de la colonne et le centre de la colonne telle qu'exécutée.

ANNEXE I

Colonnes ballastées en zone sismique

Préambule

Les indications décrites ci-après viennent en complément de celles décrites par ailleurs.

En cas de contradiction, la présente annexe prévaut.

Dispositions constructives

Des dispositions particulières doivent alors être retenues vis-à-vis du maillage et du matelas quand le géotechnicien a identifié:

 des couches liquéfiables dont il faut diminuer le potentiel de liquéfaction par resserrement et densification du sol en place;

- des sols fins présentant un risque de baisse des caractéristiques mécaniques.

On tire les conclusions suivantes des retours d'expérience d'ouvrages spécifiques (bacs de stockage, réservoirs pour station d'épuration) fondés sur un maillage régulier de colonnes ballastées ayant subi des séismes de magnitude 6 à 7 et ne présentant pas de désordres dommageables:

-l'augmentation du taux de substitution minimal est adapté pour obtenir l'amélioration, d'une part, de la densité relative requise pour la prévention du risque de liquéfaction et, d'autre part, de la résistance au cisaillement;

-le débord de traitement est d'une rangée au minimum avec un nombre de rangées tel qu'il y a des colonnes sur une largeur de débord égale à la moitié de la profondeur de la base de la couche sensible au séisme.



L'épaisseur du matelas de répartition granulaire est au minimum égale à 60 cm entre sous-face des radiers ou dallages et têtes de colonnes, pour faciliter la dissipation des pressions interstitielles.

Ces principes généraux doivent être adaptés au cas par cas moyennant justification pour tenir compte : – de la magnitude et/ou du zonage sismique;

des caractéristiques géotechniques particulières;
 de la profondeur;

- -du niveau du potentiel de liquéfaction;
- du type d'ouvrage et du mode de fondation.

2

Dimensionnement

2.1

Critères de dimensionnement

Il faut calculer, en plus des cas « normaux »:

-la baisse du potentiel de liquéfaction pour le ramener à une valeur admissible;

-le comportement des colonnes avec les caractéristiques de sol sous séisme et avec les cas de chargement qu'il génère.

2.2

Hypothèses

Le maître d'ouvrage et/ou ses représentants définissent les contraintes d'exploitation de l'ouvrage sous séisme : les sollicitations et les déformations admissibles.

Le géotechnicien doit donner les hypothèses concernant le sol, avec et sans séisme : stratigraphie, nature des sols, hydrologie, caractéristiques rhéologiques et mécaniques de toutes les couches de sol.

Commentaire. Il faut en particulier disposer des hypothèses permettant de calculer les déformations sous actions cycliques et sous fortes sollicitations.

Il peut fixer des objectifs d'amélioration.

2.3

Contraintes dans les colonnes

L'action du séisme intervient dans les combinaisons ELU sismiques.

La contrainte maximale de calcul qaELU dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 1,5 sur la contrainte verticale de rupture qr.

qaELU = qr/1,5

Commentaire. Ceci revient à affecter un coefficient de 1,33 à la contrainte admissible ELS évaluée hors conditions de séisme :

qaELU = 1,33 qa

Contrôles

Il faut vérifier par des essais appropriés que l'amélioration du sol entre les colonnes a été obtenue après réalisation des colonnes.

Commentaire. Il est préférable d'utiliser le même type d'essai avant et après réalisation des colonnes ballastées.

ANNEXE II

Dispositions types de colonnes ballastées sous semelles de fondation

NB. Les schémas sont établis pour des colonnes de diamètre 80 cm . Toutes les cotes sont minimales et sont en cm.

D'une manière générale, $d_{min} \ge Max (120; 1.5 \otimes CB)$.



Il est recommandé d'implanter les colonnes en quinconce afin de ne pas crèer de dissymètrie en cas d'excentrement

Tassements et gonflements différés dans les sols fins proches de la saturation

Résumé

Des progrès remarquables ont été accomplis ces dernières années dans le domaine des sols non saturés. Cependant, il n'existe pas à l'heure actuelle de couplage hydromécanique simple permettant de prévoir les tassements et surtout les gonflements différés dans le domaine des sols fins proches de la saturation. En utilisant la loi d'Henry, la loi des gaz parfaits, le principe des contraintes effectives et la relation S (s) (S degré de saturation, s succion), une méthode simple est proposée pour prévoir le gonflement différé sous imbibition et le tassement différé lors de l'application d'une charge (consolidation). Cette théorie monodimensionnelle peut être utilisée pour les sols contenant des bulles d'air occlus et pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air. Elle peut être généralisée au cas tridimensionnel. En utilisant cette approche, une relation théorique a été établie entre le coefficient de consolidation ca obtenu à partir des essais œdométriques classiques (pas de succion dans l'échantillon, pressions interstitielles positives) et le coefficient c_{ν^2} calculé à partir des courbes de gonflement en fonction du temps d'essais de gonflement libre à l'œdomètre (imbibition d'une éprouvette présentant une succion initiale). Cette relation a permis d'effectuer une étude paramétrique qui montre que, pour les sols présentant une forte succion d'entrée d'air, les coefficients c_{v1} et c_{v2} sont pratiquement égaux.

Mots-clés : tassement, gonflement, sols non saturés, consolidation.

Deferred settlement and swelling forecast in fine soils near saturation

Abstract

These last decades, numerous advances have been made in unsaturated soil mechanics. However, there is currently no simple hydromechanical model to forecast the settlement or swelling as a function of time.

Using Henry's law, perfect gas law, effective stress principle and the relation $S_r(s)$ (S_r degree of saturation, s suction), a simple method is proposed to predict the time evolution of swelling and settlement (consolidation). This one dimensional theory is valid for soils containing occluded air bubbles and/or for suctions below air entry suction. It could be generalised to three dimensional theory.

The model shows that the coefficient of consolidation c_{v1} obtained from classical oedometric test (no suction in the sample, positive pore water pressure) and the coefficient c_{v2} obtained from «free-swell» oedometer test (submerging a specimen with initial suction) are linked. A parametric study has been carried out and it shows that c_{v1} and c_{v2} are approximately equal, particularly for soils with high air entry suction.

Key words: settlement, swelling, unsaturated soils, consolidation.

L. BOUTONNIER

SCETAUROUTE Département Géotechnique et Matériaux 3, rue du Docteur-Schweitzer 38180 Seyssins 1.boutonnier@scetauroute.fr

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} février 2006.

Symboles	Désignations	Unités	Commentaires
a _{int}	Coefficient de compressibilité du fluide interstitiel dans le domaine D3	Pa-1	
а	Coefficient de compressibilité de l'eau	Pa-1	
C _c	Indice de compression	sans	compression du sol nor- malement consolidé
C	Indice de fluage	sans	
C _s	Indice de gonflement	sans	compression du sol sur consolidé
C _x	Indice de gonflement ou coefficient de compression suivant que le sol est surconsolidé ou normalement consolidé	sans	
C.	Coefficient de consolidation verticale dans le domaine D2	m^2/s	
C _{v_D3D4}	Coefficient de consolidation verticale dans les domaines	m²/s	
Δe_c	Variation d'indice des vides lors de l'application d'un incrément de contrainte effective $\Delta \sigma'$	Pa	
Δe _f	Variation d'indice des vides liée au fluage pendant un incrément de temps Δt	sans	
Δu	Surpression interstitielle	Pa	
Δz	Hauteur de la sous-couche de sol considérée	M	
Δσ	Incrément de contrainte totale	Pa	
$\Delta\sigma'$	Incrément de contrainte effective	Pa	
е	Indice des vides	sans	
e.	Indice des vides initial sous σ' .	sans	
E	Module ædométrique tangent	Pa	
v cedo	Poids volumique de l'eau	kN/m^3	
h	Constante de la loi d'Henry	sans	V = V h
k	Perméabilité verticale	m/s	ad w +++
n	Porosité	sans	
P	Pression atmosphérique de l'air	Pa	
r a	Succion	Pa	C = 11 - 11
5	Succion d'antrée d'air au d'avaulsion d'air	Do	$S = u_a - u_w$
air C	Degré de seturation	r a conc	
c c	Degré de saturation eu point d'antrée au d'avoulaion d'air	Salis	
Crair	Degré de saturation au point d'entrée ou d'expuision d'air	Salis	
Sre	Tempe	Salis	
	Temps Temps fistif normattent de calculer la vitesse de flueres	S	t, and an unant annual 6 kg
f	Controinte de présence/lidetion	Jours	t _r est souvent appete t
σ _p	Contrainte de preconsolidation	Pa	
σ_y	Contrainte totale verticale	Pa	- Al-man and
o,v	Contrainte effective verticale	Pa	$\sigma_v = \sigma_v - u$
σ _{v0}	Contrainte effective verticale initiale en place	Pa	
1	Temperature du fluide Interstitiel	-K.	P
u _a	Pression de l'air du fluide interstitiel	Pa	Par convention, ces pressions sont nulles sous la pression
			atmosphérique P
U _{n air}	Pression de l'air correspondant à la succion d'entrée d'air	Pa	Par convention, ces pressions sont nulles sous la pression
	Decesier de Very du fluide interestitel	De	aunospherique P _a
u _w	Pression de l'eau du fluide interstitiel	Pa	
U _{w sat}	Pression de l'eau du fluide interstitiel pour laquelle $S_r = 1$	Pa	
V	Vitesse d'écoulement vertical (positif vers le bas)	m/s	
Va	Volume d'air total au sein du fluide interstitiel	m ³	$V_a = V_{ad} + V_{al}$
Vad	Volume d'air dissous	m ³	
Val	Volume d'air libre	m ³	
V	Volume total de l'élément de sol considéré	m ³	
V _v	Volume des vides de l'élément de sol considéré	m^3	$V_v = V_w + V_a$
V _w	Volume d'eau contenu par l'élément de sol considéré	m^3	
W	Tassement de la couche de sol considérée	m	
Z	Profondeur de l'élément de sol considéré	m	z est compté positif
			vers le bas

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 111 9º trimestre 9005

18

Introduction

La mécanique des sols non saturés s'est beaucoup développée ces dernières années. Ces progrès sont représentés par exemple par les travaux de Alonso *et al.* (1990) dans la définition de lois de comportement en variables indépendantes. Les variables mises en relation sont la contrainte isotrope p, le déviateur q, la succion s et l'indice des vides e. Ces lois de comportement ont la particularité de considérer les contraintes totales plutôt que les contraintes effectives comme en mécanique des sols saturés.

Cependant, dans le domaine des sols fins proches de la saturation (succion inférieure à la succion d'entrée d'air), Biarez *et al.* (1988) ont montré que le principe des contraintes effectives peut s'appliquer sur des chemins de contraintes œdométriques ou isotropes.

Modaressi *et al.* (1996), Khalili et Khabbaz (1998), Khalili (2000), Geiser (2000), Loret et Khalili (2002) ont ensuite généralisé ces travaux (chemins de contraintes de cisaillement au triaxial, succions supérieures à la succion d'entrée d'air), ce qui permet dès à présent de faciliter grandement la modélisation des sols non saturés, les paramètres mécaniques étant les mêmes dans les domaines saturé et non saturé. Toutefois, la démonstration pour les sols non saturés du principe des contraintes effectives à l'échelle granulaire est beaucoup moins aisée que dans le domaine saturé et pose un certain nombre de questions sur ses fondements théoriques (Delage, 1987).

Toutes ces recherches, bien que très intéressantes, sont encore peu utilisées dans la pratique des bureaux d'études où les applications sont potentiellement nombreuses : remblais en sols fins, sols fins naturels non saturés posant des problèmes de tassements ou de gonflements...

Dans le cas particulier des calculs de temps de consolidation (tassements ou gonflements différés) pour des sols fins proches de la saturation (succion inférieure à la succion d'entrée d'air), il n'existe pas à notre connaissance de modèle prédictif facilement utilisable :

1) Les théories de Fredlund et Hasan (1979), Lloret et Alonso (1980) pour la consolidation des sols non saturés considèrent que les phases liquide et gazeuse sont continues ce qui n'est pas vrai pour les succions inférieures à la succion d'entrée d'air (air occlus avant la succion d'entrée d'air);

2) Khalili et Khabbaz (1995) utilisent la loi de Fick pour les écoulements de gaz et la loi de Darcy pour les écoulements d'eau. Loret et Khalili (2000) complètent cette approche en introduisant explicitement la perméabilité à l'air lorsque la succion est supérieure à la succion d'entrée d'air. Cependant, ces approches négligent la dissolution de l'air dans l'eau (loi d'Henry);

3) Barden (1965), Chang et Duncan (1983) proposent des théories pour les sols présentant des bulles d'air occlus mais elles ne sont pas valables quand la succion n'est plus négligeable.

En utilisant la loi de Henry, la loi des gaz parfaits, le principe des contraintes effectives et la relation $S_r(s)$ (S_r degré de saturation, s succion), une méthode simple est proposée dans cet article pour prévoir le gonflement différé sous imbibition et le tassement différé lors de l'application d'une charge (consolidation). Cette théo-

rie monodimensionnelle peut être utilisée pour les sols contenant des bulles d'air occlus et pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air. Elle pourrait être généralisée au cas tridimensionnel.

En utilisant cette approche, une relation théorique est ensuite établie entre le coefficient de consolidation c_{v1} obtenu à partir des essais œdométriques classiques (pas de succion dans l'échantillon, pressions interstitielles positives) et le coefficient c_{v2} calculé à partir des courbes de gonflement en fonction du temps d'essais de gonflement libre à l'œdomètre (imbibition d'une éprouvette présentant une succion initiale). Cette relation permet d'effectuer une étude paramétrique qui montre que, pour les sols présentant une forte succion d'entrée d'air, les coefficients c_{v1} et c_{v2} sont pratiquement égaux. Quelques essais, qui tendent à valider cette théorie, sont ensuite présentés.

2

Présentation des hypothèses et résultats théoriques

Les différentes notations utilisées dans la suite de cet article sont présentées dans le tableau I.

2.1

Les différents domaines d'un sol non saturé

Dans le cadre de cet article, l'état d'un sol est décomposé en quatre domaines en fonction du degré de saturation, comme illustré sur la figure 1. Cette décomposition a déjà été présentée par Boutonnier et Virollet (2003). Nous la rappelons, avec un certain nombre de compléments, car elle est nécessaire à la compréhension de la suite de l'article.

Par convention, u_a et u_w sont les pressions d'air et eau en excès de la pression atmosphérique P_a .

• Domaine D1 caractérisé par $s_{air} \le s$ et $S_r \le S_{r air}$.

La phase gazeuse est continue dans l'échantillon de sol considéré. Cet état correspond à une succion s supérieure à la succion d'entrée d'air s_{air} (ou d'expulsion d'air sur un chemin d'imbibition). Cette succion s_{air} peut être de quelques dizaines de kPa à plus de 1 000 kPa pour les sols argileux (Biarez *et al.*, 1987; Fleureau *et al.*, 1993; Zerhouni *et al.*, 1998; Cafaro *et al.*, 2000; Khalili, 2000; Fleureau *et al.*, 2002).

Le degré de saturation correspondant à $\mathbf{s}_{\mathrm{air}}$ est généralement compris entre :

 $-S_{r air} = 75 \%$ et 90 % pour les sols compactés à l'optimum Proctor ou côté humide (Chen et Yu, 1995, Schuurman; 1966, Chang et Duncan, 1983);

 $-S_{r air} = 90\%$ et 100% pour les sols initialement saturés, et en particulier les boues auxquelles on fait subir un chemin de drainage à succion croissante (Biarez *et al.*, 1987; Fleureau *et al.*, 1993, Zerhouni *et al.*, 1998, Cafaro, 2000, Fleureau *et al.*, 2002).

• Domaine D2 caractérisé par $0 \le s \le s_{air}$ et $S_{r,air} \le S_r \le S_{re}$.

L'air est occlus dans l'échantillon de sol considéré. Chaque bulle d'air est en contact avec plusieurs grains de sol et la succion s = $u_a - u_w$ a pour effet d'augmenter les forces de contact intergranulaires. Par définition,



FIG. 1 Représentation schématique de l'état de saturation en fonction de la succion. Schematic representation of saturation state as a function of suction.

nous appelons ${\rm S_{re}}$ le degré de saturation pour lequel la succion mesurée à l'échelle macroscopique est nulle.

Dans ce domaine, la perméabilité à l'air est nulle (la phase air n'est pas continue).

De nombreux résultats expérimentaux (Barden, 1974; Lins *et al.*, 1995) montrent que le domaine D2 couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'OPN (optimum Proctor normal).

• Domaine D3 caractérisé par S $_{\rm re} < {\rm S}_{\rm r} < 1$ et s = 0 ce qui conduit à u $_{\rm a} = {\rm u}_{\rm w}$ avec u $_{\rm w}~>~0.$

L'air est occlus dans l'échantillon de sol considéré. A l'échelle macroscopique, on ne mesure plus de suc-

P_a: pression atmosphérique



FIG 2 Représentation schématique de l'état de saturation d'un sol naturel. Schematic representation of natural soil saturation state.

cion (s = 0) ce qui conduit à supposer que $u_a = u_{w}$, bien que des forces de tension capillaires existent à la surface de chaque bulle. De nombreux auteurs (Hilf, 1948; Li *et al.*, 2001) négligent ces forces et c'est l'hypothèse que nous faisons par la suite dans le domaine D3.

Dans les sols compactés, le domaine D3 couvre une partie du coté humide de l'optimum Proctor (Barden, 1974).

Dans les sols naturels, le domaine D3 concerne les sols sous la nappe. On dispose de peu de mesures du degré de saturation dans ce domaine. On peut cependant citer Fourie *et al.* (2001), qui obtiennent des degrés de saturation compris entre 93 % et 99 % dans des échantillons de sables prélevés entre 6 et 16 m sous le toit de la nappe (technique de prélèvement par congélation); dans ces conditions, on en déduit pour ce cas particulier que S_{re} < 93 % et 99 %.

L'hypothèse $u_a = u_w$ semble justifiée par la taille des pores (et donc des bulles contenues dans ces pores) qui sont à l'origine de la compression volumique d'un échantillon de sol. En effet, ces pores (ou macropores entre les agrégats de particules d'argiles dans le cas des sols argileux) ont un rayon qui est bien souvent de l'ordre de 10 µm. Dans ces conditions, si l'on considère que les bulles emprisonnées ont la taille de ces pores ou macropores, la loi de Jurin permet de calculer une succion de l'ordre de 15 kPa qui conduit à $u_a = u_w + 15$ kPa. Compte tenu que, dans le domaine D3, la pression d'eau absolue est $u_w + P_a > P_a = 100$ kPa (pression atmosphérique), l'hypothèse $u_a = u_w$ faite précédemment conduit à une erreur maximum de 15 % sur le calcul de u_a dans le domaine D3 pour $u_w = 0$. Pour $u_w = 100$ kPa, cette erreur n'est plus que de 7 %.

La démonstration ci-avant est justifiée par les mesures suivantes trouvées dans la littérature :

1) Pour les sols compactés selon les modes opératoires permettant de déterminer l'OPN

Pour les limons de Jossigny, Delage et Cui (2000) observent que :

 les échantillons élaborés côté sec présentent des macropores de 30 μm de diamètre;

 dans les échantillons élaborés à l'optimum Proctor, seuls les grands pores de 60 µm sont pleins d'air.

Dans un mélange de silt et de kaolinite (70 %/30 % ou 90 %/10 %), Garcia-Bengochea *et al.* (1979) observent des macropores de 3 µm à 7 µm de diamètre suivant la position par rapport à l'optimum Proctor; le diamètre des macropores diminue lorsque l'énergie du compactage augmente.

Sridharan *et al.* (1971) et Delage et Fry (2000) observent, pour une kaolinite compactée, que le rayon des pores qui gouvernent la compressibilité volumique côté sec est de l'ordre de 10 µm.

Gens et Alonso (1992), citant Atabek *et al.* (1991), montrent que pour l'argile FoCa compactée le diamètre des macropores est de 6 µm, quelle que soit la teneur en eau d'élaboration de l'échantillon.

2) Pour des sols remaniés

Nagaraj et Muria (2001) mesurent des macropores de l'ordre de 20 µm de diamètre à la limite de liquidité quelle que soit la limite de liquidité de l'argile. Ces auteurs estiment que le comportement mécanique des argiles est gouverné par les macropores existant entre les agrégats de particules d'argiles.

Al-Mukhtar (1995) obtient des diamètres de macropores supérieurs à 10 µm sur de la kaolinite saturée et compactée statiquement à 0,3 MPa. Sous une contrainte de 1 MPa, ces macropores disparaissent.

3) Pour les sols naturels non remaniés :

Sills *et al.* (1991) montrent un exemple de bulle de gaz de plus de 25 μ m de diamètre prélevé dans les argiles silteuses de la mer d'Irlande. D'autres exemples cités dans le même article donnent des diamètres de macropores compris entre 6 et 300 μ m.

4) Considérations physiques

Murray (2002) et Vaughan (2003) montrent que les petites bulles ont tendance à disparaître au profit des grandes bulles par des phénomènes de diffusion locale. Les bulles d'air ont donc tendance à occuper les pores les plus importants (macropores).

Enfin, les fortes succions d'entrée d'air s_{air} obtenues dans les sols argileux ne sont pas contradictoires avec des rayons de macropores de l'ordre de 10 µm. En effet, si la succion d'entrée d'air est supérieure à celle calculée par la loi de Jurin avec un rayon de 10 µm (de l'ordre de 15 kPa), cela veut simplement dire que les macropores ne sont pas connectés entre eux.

• Domaine D4 caractérisé par s = 0 et $S_r = 1$:

Il n'y a pas d'air à l'état gazeux dans l'échantillon de sol considéré. Le sol est parfaitement saturé.

La limite entre le domaine D3 et D4 peut également s'exprimer à travers la pression interstitielle $u_{w \text{ sat}}$ pour laquelle $S_r = 1$.

La pression interstitielle u_{w su} correspond à la contre pression qu'il est nécessaire d'appliquer pour saturer un échantillon à l'appareil triaxial.

Dans le cas d'un sol naturel, les limites entre les différents domaines sont représentées schématiquement sur la figure 2. Dans les quatre domaines, une certaine quantité d'air est dissoute dans l'eau d'après la loi de Henry. Les limites entre les différents domaines (caractérisées par les variables u_{w sat}, S_{re}, S_{r air}, s_{air}) dépendent vraisemblablement de la compacité du matériau et de son histoire géologique.

2.2

Les hypothèses de calcul

Dans la suite, nous développons une théorie pour être en mesure de calculer le tassement ou le gonflement différé d'un sol (consolidation en fonction du temps). Dans le domaine D3, la compressibilité du fluide interstitiel liée à la présence de bulles d'air occlus est prise en compte.

Les hypothèses sont les suivantes :

1) L'air contenu dans le sol obéit à la loi des gaz parfaits. Pour une température T donnée et un volume d'air libre dans le sol $V_{\rm al}$ soumis à une pression $u_{\rm a'}$ on a :

$$(u_a + P_a).V_{al} = \text{constante} (T) = n_{gaz}.R.T$$
 (1)

n_{oaz} est le nombre de moles de gaz.

2) Le volume d'air dissous dans l'eau est donné par la loi d'Henry:

$$V_{ad} = V_w.h$$
 (2)

avec $V_{_{ad}}$ volume qu'occuperait l'air sous la pression u_a s'il n'était pas dissous, $V_{_{\rm W}}$ volume d'eau de l'élément de sol considéré et h constante de Henry, défini par la loi de Mariotte :

$$h = 0.02 \text{ T/T}_{o}$$
 (3)

avec T température en Kelvin (°K) et To=293 °K.

On observe que le volume d'air dissous dans l'eau V_{ad} est indépendant de la pression u_a . En revanche, la loi des gaz parfaits indique que – à volume et à température donnés – la masse d'air dissoute dépend de u_a .

Black et Lee (1973), Li *et al.* (2001) montrent que lorsque la pression d'air varie, la dissolution n'est pas instantanée. Suivant les cas étudiés et la rapidité de la sollicitation, la loi d'Henry sera prise en compte ou sera négligée.

3) Le rapport masse d'air (libre + dissous) sur masse d'eau est constant dans le «fluide interstitiel» (eau libre + air). Si l'on néglige la déformation du squelette, cela revient à dire qu'il n'y a pas de diffusion de l'air dans l'eau. La diffusion n'est donc pas prise en compte dans la suite à l'échelle macroscopique, même si elle peut exister localement à l'échelle microscopique (mécanisme de disparition des petites bulles au profit des plus grosses expliqué par Vaughan, 2003).

4) Le sol ne sort pas des domaines D2, D3 et D4. D'après Biarez *et al.* (1987), Modaressi et Abou-Bekr (1994), Khalili et Khabbaz (1998), Loret et Khalili (2002), le principe des contraintes effectives peut être appliqué:

$$\sigma'_{v} = \sigma_{v} - u_{w} \qquad (4)$$

5) Dans le domaine D2, le degré de saturation est une fonction univoque de la succion : $S_r(s)$. Cette hypothèse est généralement vraie tant que l'on ne rentre pas dans le domaine D1. Dès que l'on rentre dans le domaine D1, il y a une hystérésis au moment de la resaturation.

6) Les limites entre les différents domaines et en particulier les variables $u_{w \ sat}$, $S_{re'}$, $S_{r \ air}$, s_{air} sont constantes. Cette hypothèse est valable tant que l'on ne rentre pas dans le domaine D1 (voir commentaire hypothèse n° 5).

7) Nous considérons une sollicitation du type œdométrique, caractérisée par $C_{c} = C_{c}$ ou C_{s} (voir définition dans le tableau n° 1) suivant que le sol se situe dans le domaine normalement ou surconsolidé. Le calcul est donc effectué en considérant que la déformation latérale est nulle. La variation d'indice des vides Δe_{c} lors d'un incrément de contrainte $\Delta \sigma'$ est la suivante :

$$\Delta e_{c} = -C_{s} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{v}} \right) \qquad \text{si} \quad \left| \begin{array}{c} \sigma'_{v} < \sigma'_{p} \\ \sigma'_{v} + \Delta \sigma' \leq \sigma'_{p} \end{array} \right|$$
(5)

$$\Delta e_{c} = -C_{c} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{v}} \right) \qquad \text{si} \quad \left| \begin{array}{c} \sigma'_{p} < \sigma'_{v} \\ \sigma'_{p} \leq \sigma'_{v} + \Delta \sigma' \end{array} \right|$$
(6)

Ce qui donne l'expression suivante en généralisant :

$$\Delta e_{c} = -C_{x} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{v}}\right)$$
(7)

La démarche est similaire sur un chemin de compression isotrope (que l'on peut obtenir au triaxial par exemple).

8) On considère que les incréments de charge $\Delta\sigma$ sont faibles par rapport à σ'_{v} . Cette hypothèse permet en effet de linéariser la relation contrainte/déformation.

9) La compressibilité de l'eau est a_w et les grains solides sont supposés incompressibles par rapport à l'eau.

10) La perméabilité verticale k, dans les domaines D3 et D4 est reliée à l'indice des vides e par la relation suivante (Tavenas *et al.*, 1983 ; Leroueil *et al.*, 1985, Nagaraj et Miura, 2001):

$$e = e_k + c_k \cdot \log(k_v) \tag{8}$$

Les constantes e_k et c_k peuvent être facilement déterminées à partir des valeurs de c_k d'essais œdométriques standard (essai de compressibilité par paliers, cf. Magnan *et al.*, 1985).

11) La perméabilité verticale k, dans le domaine D2 est égale à celle des domaines D3 et D4. Ce point est observé expérimentalement par de nombreux auteurs (Ed Diny *et al.*, 1993; Fredlund et Rahardjo, 1993, citant Brooks et Corey, 1964).

12) La variation d'indice des vides liée au fluage du sol Δe_f pendant un incrément de temps Δt est donnée par les relations suivantes dans les domaines D3 et D4 (Magnan *et al.,* 1979; Leroueil *et al.,* 1985):

$$\Delta e_{c} = -C_{\alpha e} \cdot \log\left(\frac{\Delta t + t_{f}}{t_{f}}\right)$$

$$t_{f} = 10 \frac{C_{c} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{p}}{\sigma'_{v}}\right) - C_{s} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{p}}{\sigma'_{v}}\right)}{C_{\alpha e}} \quad \text{si } t_{f} > 1 \text{ jour}$$
(9)

 $t_e = 1$ jour sinon

 $C_{\alpha e}$ est l'indice de fluage.

13) Le comportement au fluage démontré dans la littérature pour les domaines D3 et D4 est étendu au domaine D2 où le principe des contraintes effectives est conservé.

Les résultats théoriques

Relations donnant le degré de saturation en fonction de la pression d'air

Avec les hypothèses 1, 2, 3 et 6 définies au § 2.2, il est possible d'établir l'équation différentielle suivante entre le degré de saturation S_r et la pression d'air u_a (Boutonnier et Virollet, 2003):

$$\frac{dS_r}{S_r - S_r^2 \cdot (1-h)} = \frac{du_a}{u_a}$$
(11)

Si la sollicitation est trop rapide pour que l'air puisse se dissoudre dans l'eau, cette équation peut être utilisée en prenant h = 0.

En considérant que l'eau est saturée en air (loi de Henry), cette équation peut être intégrée. Les résultats obtenus sont les suivants :

$$S_{r} = \frac{S_{re}}{S_{re} \cdot (1-h) + \frac{P_{a}}{u_{a} + P_{a}} \cdot \left[1 - S_{re} \cdot (1-h)\right]}$$
(12)

si u_a < 0 : domaine D2

$$S_{r} = \frac{\frac{u_{a} + P_{a}}{P_{a}} \cdot \frac{S_{re}}{1 - S_{re} \cdot (1 - h)}}{1 + \frac{u_{a} + P_{a}}{1 - S_{re} \cdot (1 - h)}}$$
(13)

 $P_a = 1 - S_{re} \cdot (1 - h)$ si $u_a \ge 0$ et $u_a \le u_{weat}$: domaine D3

avec
$$u_{wsat} = \frac{P_a \cdot (1 - S_{re})}{S_{re} \cdot h}$$
(14)

2.3.2

Relation donnant le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent

Dans le domaine D3, il est possible de définir le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent:

$$a_{int} = \frac{\Delta V_v}{V_v \cdot \Delta u_w}$$
(15)

Avec les mêmes hypothèses qu'au § 3.1, on obtient (Boutonnier et Virollet, 2003):

$$a_{int} = \frac{1 - S_r \cdot (1 - h)}{u_w + P_a} \qquad (0 < u_w < u_{wsat}) \qquad (16)$$

 S_{μ} étant donné en fonction de u_{w} par l'équation (13) car $u_{a} = u_{w}$ dans le domaine D3.

Lors d'un chargement rapide, il est possible de calculer S_r à partir de l'équation (11) en posant h = 0 et dans ces conditions l'équation (16) peut être utilisée.

Lorsque la pression interstitielle u_w devient supérieure à u_{wsat} , il n'y a plus de bulles d'air dans le fluide interstitiel et le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel est celui de l'eau:

$$a_{int} = a_w (u_w \ge u_{wsat})$$
(17)

Dans ces conditions, connaissant h et S_{re} , il est possible de calculer le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent dans les domaines D3 et D4.

La figure 3 donne le coefficient de compressibilité a_{int} en fonction de u_w pour différentes valeurs de S_{re} avec :

-h = 0,02 calculé pour une température de 20 °C en utilisant l'équation (3);

- pression atmosphérique de l'air P_a = 100 kPa⁻¹;
- coefficient de compressibilité de l'eau a_w = 5.10⁻⁷ kPa⁻¹.

Afin d'analyser l'influence de la loi de Henry sur ce coefficient de compressibilité, les courbes ont également été tracées en considérant que l'air ne peut pas se dissoudre dans l'eau (h = 0).



Les courbes de la figure 3 conduisent aux observations suivantes :

– la discontinuité du coefficient de compressibilité du fluide interstitiel observée sur les courbes correspond au passage du domaine D3 au domaine D4. La pression interstitielle correspondante est u_{wsat} (équation (14)) dont les valeurs sont respectivement u_{wsat} = 435 et 208 kPa pour S_{re} = 0,92 et 0,96;

 les valeurs de u_{wsat} obtenues tendent à prouver qu'une épaisseur importante de sol sous la nappe (plusieurs dizaines de mètres) n'est pas saturée;

- les courbes avec prise en compte ou non de l'effet différé de la loi d'e Henry sont similaires pour les faibles pressions interstitielles. Aussi, la compressibilité du fluide interstitiel est principalement liée à la compressibilité des bulles de gaz (loi des gaz parfaits) dans le domaine D3.

Théorie de la consolidation dans les domaines D3 et D4

Nous démontrons ci-dessous la théorie de la consolidation prenant en compte le fluage et la compressibilité du fluide interstitiel dans les domaines D3 et D4. Des relations similaires ont déjà été établies lors de la mise au point du programme CONMULT du LCPC (Magnan *et al.*, 1979). Les hypothèses nécessaires pour établir ces équations sont les hypothèses n°^s 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 9 et 12 du § 2.2.

Pour un volume de sol d'épaisseur Δz et de surface unité, le volume d'eau expulsé ΔV_w pendant un temps Δt est le suivant:

$$\Delta V_{w} = (v(z + \Delta z) - v(z)).\Delta t$$
(18)



$$v = -k_{v} \cdot \operatorname{grad}(i) = -k_{v} \cdot \frac{d\left(-z + \frac{u_{w}}{\gamma_{w}}\right)}{dz}$$
(19)

ďoù

$$\Delta V_{\rm w} = -\frac{k_{\rm v}}{\gamma_{\rm w}} \cdot \frac{\delta^2 u_{\rm w}}{\delta z^2} \cdot \Delta z \cdot \Delta t \tag{20}$$

L'équation (21) permet de relier le volume d'eau expulsée ΔV_w à la variation du volume des vides ΔV_v et à la variation du volume du fluide interstitiel par le biais du coefficient de compressibilité a_{inr}:

$$\Delta V_{w} = -\Delta V_{w} - a_{int} \cdot \frac{e}{1+e} \cdot \Delta z \cdot \Delta u_{w}$$
⁽²¹⁾

Avec:

$$\Delta V_{w} = \left(\Delta e_{f} + \Delta e_{c}\right) \cdot \frac{\Delta z}{(1+e)}$$
$$\Delta V_{w} = \left(-C_{\alpha e} \cdot \log\left(\frac{\Delta t + t_{f}}{t_{f}}\right) - C_{x} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v} - \Delta u_{w}}{\sigma'_{v}}\right)\right) \cdot \frac{\Delta z}{1+e}$$

$$\Delta V_{w} = \left(-C_{\alpha e} \cdot \frac{\Delta t}{\ln(10)t_{f}} + C_{x} \cdot \frac{\Delta u_{w}}{\ln(10)\sigma'_{v}} \right) \cdot \frac{\Delta z}{1+e}$$
(22)

Nota: dans l'équation (22), on fait l'hypothèse que $\Delta t \ll t_r$. Par ailleurs, on considère que, pendant l'incrément de temps Δt , la contrainte totale est constante ce qui permet d'écrire $\Delta \sigma'_v = -\Delta u_w$.

En combinant les équations (20), (21) et (22), on obtient:

$$\frac{\Delta u_{w}}{\Delta t} \cdot \left(1 + a_{int} \cdot \frac{e \cdot \sigma'_{v} \cdot ln(10)}{C_{x}}\right) = \frac{k_{v} \cdot (1 + e) \cdot \sigma'_{v} \cdot ln(10)}{\gamma_{w} \cdot C_{x}} \cdot \frac{\delta^{2} u_{w}}{\delta z^{2}}$$

$$+ \frac{C_{\alpha e} \cdot \sigma'_{\nu}}{C_{\chi}} \cdot \frac{1}{t_{f}}$$
⁽²³⁾

Lorsque $\Delta t \rightarrow 0$, on obtient

$$\frac{\delta u_{w}}{\delta \iota} \cdot \left(1 + a_{int} \cdot \frac{e \cdot \sigma'_{v} \cdot \ln(10)}{C_{x}} \right) = \frac{k_{v} \cdot (1 + e) \cdot \sigma'_{v} \cdot \ln(10)}{\gamma_{w} \cdot C_{x}} \cdot \frac{\delta^{2} u_{w}}{\delta z^{2}} + \frac{C_{\alpha e} \cdot \sigma'_{v}}{C_{x}} \cdot \frac{1}{t_{r}}$$
(24)

Si le terme de fluage et la compressibilité du fluide interstitiel sont nuls ($C_{ae} = 0$ et $a_{int} = 0$), on retrouve l'équation de la consolidation classique avec le coefficient de consolidation verticale c_v donné par l'équation (25) pour les domaines D3 et D4:

$$c_{v_{\perp}D3D4} = \frac{k_v \cdot (1+e) \cdot \sigma'_v \cdot \ln(10)}{\gamma_w \cdot C_x}$$
(25)

Théorie de la consolidation dans le domaine D2

Nous démontrons ci-dessous la théorie de la consolidation verticale prenant en compte le fluage et la compressibilité du fluide interstitiel dans le domaine D2. Les hypothèses nécessaires pour établir ces équations sont les hypothèses n° 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 11, 12 et 13 du § 2.2.

Les conventions de signes sont données par la figure 4.

La variation du degré de saturation ΔS_r pendant l'intervalle de temps Δt est fonction :

– de la quantité d'eau expulsée ΔV_w de la tranche de sol d'épaisseur Δz ;

– de la variation du volume des vides ΔV_{\rm_v} de la tranche de sol.

$$\Delta S_{r} = -\frac{1+e}{e \cdot \Delta z} \cdot \left(\Delta V_{w} + S_{r} \cdot \Delta V_{v} \right)$$
(26)

Compte tenu des hypothèses prises en compte, les équations (20) et (22) restent valables et, combinées à l'équation (26), elles permettent d'obtenir :

$$\frac{\Delta S_{r}}{\Delta t} + \frac{S_{r} \cdot C_{x}}{e \cdot \sigma'_{v} \cdot \ln(10)} \cdot \frac{\Delta u_{w}}{\Delta t} = \frac{k_{v} \cdot (1+e)}{\gamma_{w} \cdot e} \cdot \frac{\delta^{2} u_{w}}{\delta z^{2}} + \frac{S_{r} \cdot C_{\alpha e}}{e \cdot t_{f} \cdot \ln(10)}$$
(26)

Lorsque $\Delta t \rightarrow 0$, on obtient :

$$\frac{\delta S_{r}}{\delta t} + \frac{S_{r} \cdot C_{x}}{e \cdot \sigma'_{v} \cdot \ln(10)} \cdot \frac{\delta u_{w}}{\delta t} =$$

$$\frac{k_{v} \cdot (1+e)}{\gamma_{w} \cdot e} \cdot \frac{\delta^{2} u_{w}}{\delta z^{2}} + \frac{S_{r} \cdot C_{\alpha e}}{e \cdot t_{f} \cdot \ln(10)}$$
(28)

Par ailleurs, l'hypothèse n° 5 du § 2.2 nous permet d'écrire :

$$\frac{dS_{r}(s)}{dt} = \frac{dS_{r}}{ds} \cdot \frac{ds}{du_{w}} \cdot \frac{du_{w}}{dt} =$$

$$\frac{dS_{r}}{ds} \cdot \left(\frac{du_{a}}{du_{w}} - 1\right) \cdot \frac{du_{w}}{dt}$$
(29)

En combinant les équations (28) et (29), on obtient :

$$\frac{\delta u_{w}}{\delta t} = \frac{\frac{k_{v}(1+e)}{\gamma_{w} \cdot e}}{\frac{dS_{r}}{ds} \cdot \left(\frac{du_{a}}{du_{w}} - 1\right) + \frac{S_{r} \cdot C_{x}}{e \cdot \sigma_{v}^{\prime} \cdot \ln(10)}} \cdot \frac{\delta^{2} u_{w}}{\delta z^{2}} + \frac{\frac{S_{r} \cdot C_{x}}{e \cdot \sigma_{v}^{\prime} \cdot \ln(10)}}{\left[\frac{dS_{r}}{ds} \cdot \left(\frac{du_{a}}{du_{w}} - 1\right) + \frac{S_{r} \cdot C_{x}}{e \cdot \sigma_{v}^{\prime} \cdot \ln(10)}\right]}$$
(30)

avec:

dua
du.: donné par l'équation (31) déjà établie par Bou-
tonnier et Virollet (2003);

$$\frac{du_{a}}{du_{w}} = \frac{\frac{-dS_{r}}{ds} \cdot (u_{a} + P_{a})}{\frac{-dS_{r}}{ds} \cdot (u_{a} + P_{a}) + S_{r} \cdot [1 - S_{r} \cdot (1 - h)]}$$
(31)

Si le terme de fluage est nul dans l'équation (30) (C_{qe} = 0), on trouve une forme d'équation correspondant à l'équation de la consolidation avec le coefficient de consolidation verticale c_v donné par l'équation (32) pour le domaine D2 · k (1+e)

$$c_{v_{z}D2} = \frac{\frac{A_{v}(1+C)}{\gamma_{w} \cdot e}}{\frac{dS_{\tau}}{ds} \cdot \left(\frac{du_{a}}{du_{w}} - 1\right) + \frac{S_{\tau} \cdot C_{X}}{e \cdot \sigma'_{v} \cdot \ln(10)}}$$
(32)

Il est intéressant de noter que les équations (33) et (34) permettent de relier le coefficient de consolidation verticale dans le domaine D2 (« côté succion » $c_{v_{,D2}}$) au coefficient de consolidation verticale dans les domaines D3 et D4 (« sous la nappe », $c_{v_{,D3D4'}}$ cf. définition équation (25)).

$$C_{v_D2} = \Gamma \cdot C_{v_D3D4}$$
(33)

avec:

$$\Gamma = \frac{1}{\frac{dS_r}{ds} \cdot \left(\frac{du_a}{du_w} - 1\right) \cdot \frac{e \cdot \sigma'_v \cdot \ln(10)}{C_x} + S_r}$$
(34)

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 111 9t trimestre 9005 Compte tenu des équations (12) et (31), le coefficient Γ est fonction de $\frac{dS_r}{ds}$, $u_{a'}S_{re'}$ h et $\frac{e.\sigma'_v.ln(10)}{C_v}$

Par ailleurs, on vérifie que $\Gamma > 0$ car $\frac{dS_r}{ds} < 0$ (le degré de saturation diminue lorsque la succion augmente) et $\frac{du_a}{du_a} - 1 < 0$ (cf. équation (31)).

Afin d'estimer l'intervalle de variation du coefficient Γ , nous avons cherché dans un premier temps à évaluer la variation de Γ en fonction de $u_{a'}$ les autres paramètres $\frac{dS_r}{ds}$, $S_{re'}$ h et $\frac{e.\sigma'_v.ln(10)}{C_x}$ restant constants. La pression d'air u_a est comprise entre 0 (correspondant à la limite entre les domaines D2 et D3, succion s = 0, $u_a = u_w = 0, S_r = S_{re}$) et $u_{aar} < 0$ (correspondant à la limite entre les domaines D1 et D2, succion s = s_{air} et $S_r = S_{rair}$).

Il est possible de calculer $u_{a air}$ à partir de la relation univoque supposée $S_r(s)$ (hypothèse n° 5 et équation (35) ci-dessous) et de la relation $S_r(u_a)$ (cf. équation (12)). Le calcul de la fonction $u_a(s)$ qui permet d'obtenir $u_{a air} = u_a(s_{air})$ fait appel à des approximations d'intégrales et des résolutions implicites d'une équation à une inconnue.

Pour les applications numériques et l'étude paramétrique présentée dans la suite, nous faisons l'hypothèse dS_

supplémentaire que $\frac{dS_r}{ds}$ est constant dans le domaine D2.

$$S_{r}(s) = S_{re} + \frac{S_{r}}{S_{alr}} \cdot (S_{r,air} - S_{re})$$
 (35)

Notons que cette hypothèse de linéarité dans le domaine D2 a déjà été faite par LeBihan et Leroueil (2002) pour l'analyse des écoulements d'eau et d'air dans les barrages.

Nous présentons sur la figure n° 5 un exemple de résultat obtenu :



Étant donné les faibles variations du coefficient Γ dans le domaine D2, nous présentons uniquement dans la suite les valeurs minimale (Γ_{minimum}) et maximale (Γ_{maximum}) prises par Γ dans le domaine D2. Nous présentons dans les figures 6, 7 et 8 une étude paramétrique permettant de balayer la plupart des cas courants.

La principale conclusion de cette étude paramétrique (Figs. 6, 7 et 8) est que le coefficient Γ est généralement proche de 1, en particulier pour les faibles contraintes ou pour les sols très argileux (succion d'entrée d'air élevée). Pour les contraintes plus fortes, le coefficient Γ doit être calculé (les abaques ci-dessus peuvent être utilisées mais elles ne couvrent pas tous les cas).





Dans une première approche, la cinétique des phénomènes de gonflement des sols proches de la satura-



tion peut donc être étudiée à partir de valeurs de c_v déterminées dans les domaines D3/D4 (c_{v,D3D4}), c'est-àdire à l'aide d'essais œdométriques standards (essais œdométriques par paliers). Cependant, une interprétation fine est nécessaire (cf. équation (25) et la méthode d'interprétation de l'essai selon Magnan *et al.* (1985) pour déterminer la relation entre indice des vides et perméabilité) pour être capable de calculer la variation de c_v en fonction de la contrainte σ'_v .

3

Exemple d'application



Introduction

Boutonnier et Serratrice (2002) ont présenté les résultats d'essais spéciaux de mécanique des sols pour préciser les conditions de gonflement d'une plateforme en fond de déblai dans des marnes (Argiles argiles de la Woëvre sur la commune de Vigneulles-lès-



 TABLEAU II
 Caractéristiques moyennes d'état (d'après Boutonnier et Serratrice, 2002).

 Mean state parameters (Boutonnier and Serratrice, 2002).

Matériau	W (%)	(kN/m^3)	(kN/m³)	(kN/m³)	e ()	S. (%)
Marne	15,8	21,6	18,6	26,29	0,412	102
Marne indurée	15,7	21,3	18,4	26,39	0,434	97
Marne calcareuse	14,2	21,9	19,2	26,50	0,381	100

Hattonchâtel, département de la Meuse, France). Le projet concerné est la LGV Est (ligne ferroviaire à grande vitesse Paris-Strasbourg). Les critères de déformation sur les projets ferroviaires à grande vitesse sont en effet très stricts (gonflement nul après la mise en service).

Un des objectifs de ces essais était d'estimer la vitesse de dissipation des gonflements en fonction du temps, comme illustré sur la figure 9.

3.2

Propriétés physiques de la marne

L'ouverture des échantillons au laboratoire fait apparaître une marne compacte de couleur grise, fracturée, parfois microfissurée. Localement, il apparaît des passages plus tendres et plus humides. Les matériaux prélevés, marnes, marnes indurées, marnes calcareuses, sont saturés ou très proches de la saturation.

Cinq analyses granulométriques par diffraction laser ont été réalisées et montrent une bonne homogénéité des marnes. La fraction argileuse (% < 2 μ m) est comprise entre 10 et 13 % et D_{max} = 0,1 mm (diamètre des plus gros éléments). Les histogrammes des dimensions des grains marquent la présence des silts (D \approx 0,02 mm).

3.3

c, obtenus lors de la consolidation des éprouvettes sur les triaxiaux haute pression

3.3.1

Dispositif expérimental et mode opératoire

Après découpage manuel, les éprouvettes sont montées dans les cellules triaxiales sur des plaques poreuses saturées en eau désaérée (diamètre des éprouvettes 5 cm, élancement égal à 2). Une première phase de saturation est appliquée pendant une douzaine d'heures (confinement 320 kPa ou 550 kPa, contre-pression 300 kPa ou 500 kPa). Puis les phases de consolidation sont effectuées sous des pressions effectives isotropes p_c comprises entre 700 et 6 450 kPa (drainage de tête et de pied, pas de drainage latéral).

3.3.2

Résultats obtenus

Les résultats des consolidations sont présentés au travers des courbes (log(t), ϵ_{v}) où ϵ_{v} est la déformation de volume ($\epsilon_{v} = \Delta V/V_{o'}, V_{o}$ volume initial de l'éprou-



FIG. 10 Exemple de courbes de consolidation isotrope pour différentes contraintes de consolidation σ_3 (Boutonnier et Serratrice, 2002). Example of isotropic consolidation curves for different isotropic consolidation stress σ_3 (Boutonnier and Serratrice, 2002).

TABLEAU III Consolidations isotropes. Essais triaxiaux CD (d'après Boutonnier et Serratrice, 2002). Isotropic consolidation. CD triaxial test (Boutonnier and Serratrice, 2002).

Éprouvette	Type d'essai	h _o (cm)	p, (kPa)	t ₁₀₀ (h)	ε _{ac} ()	ε _{νς} ()	с _у (m²/s)	
TVS01 TVS03 TVS08 TVS10 TVS13 TVS14	compression	9,65 9,32 9,87 9,86 9,87 9,44	700 2 000 700 4 000 700 2 400 6 450	43,3 55,1 11,2 72,1 16,1 55,1 37,3		0,0215 0,0253 0,0377 0,0404 0,0043 0,0275 0,0425	$\begin{array}{c} 1,2 \ 10^{-8} \\ 8,6 \ 10^{-9} \\ 4,7 \ 10^{-8} \\ 7,3 \ 10^{-9} \\ 3,3 \ 10^{-8} \\ 8,8 \ 10^{-9} \\ 1,3 \ 10^{-8} \end{array}$	
TVS02 TVS09 TVS11	extension	9,02 8,50 8,50	2 000 4 000 700	33,7 39,9 39,9	0,0178 0,0232 0,0196	0,0262 0,0420 0,0338	1,3 10 ⁻⁸ 9,9 10 ⁻⁸ 9,9 10 ⁻⁹	

 $\sigma_{_{a\,max}}\,$ contrainte axiale maximale $1^{er}\, cycle$

 $\sigma_{a \text{ imbibition}}$ contrainte axiale d'imbibition

 $\epsilon_{a\ 0}\ \epsilon_{a\ 50}\ \epsilon_{a\ 100}$ déformation axiale à t $\ =\ t_{0'}\ t_{50}\ et\ t_{100}$



vette). La figure 10 montre un exemple de courbes. Pour les essais dont le cisaillement (après consolidation) est effectué en extension, la déformation axiale ε_a est mesurée.

Les valeurs de c_v obtenues lors des phases de consolidation isotrope (avec drainage en tête et en pied de l'éprouvette) sont données dans le tableau III et sur la figure 11. Les valeurs de c_v obtenues sont indépendantes de la pression de consolidation p_c dans la gamme de contraintes testées. La valeur de c_v plus élevée sur l'éprouvette TVS08 est liée à la fissuration de l'éprouvette. Si l'on exclue l'éprouvette TVS08, les

valeurs de c, obtenues sont homogènes et la moyenne est égale à c, moyen = 1,3 10⁻⁸ m²/s.

Compte tenu du mode opératoire décrit au § 3.1, les valeurs de c_v mesurées correspondent aux domaines D3 et D4.

De manière analogue au chemin de contrainte œdométrique (cf. § 2.3.3), on peut établir l'expression de c_v pour une compression isotrope avec drainage sur les deux faces (équation 36).

$$c_{v_{-}D3D4_triax} = \frac{k_{v}.K}{\gamma_{w}}$$
(36)

K est le module de compression volumique.

Les marnes testées étant très raides, il y a peu d'évolution d'indice des vides et il est donc probable que la perméabilité verticale k_v est à peu près constante. Par ailleurs, les valeurs de c_v obtenues au triaxial étant peu influencées par la pression de consolidation p_c, on en déduit que le matériau a un comportement quasi élastique (K constant).

3.4

c, obtenus après imbibition d'éprouvettes à l'œdomètre

Dispositif expérimental et mode opératoire

Ces essais œdométriques ont pour but de dé

Ces essais œdométriques ont pour but de déterminer l'effet de l'imbibition et mesurer les propriétés de déchargement de la marne. Quatre éprouvettes sont

TABLEAU IVEssais œdométriques en parallèle. Mesure de c_v (d'après Boutonnier et Serratrice, 2002).Oedometer tests. c_v measurement (from Boutonnier and Serratrice, 2002).

Éprouvette	o _{a max} (kPa)	o _{a imbibilion} (kPa)	$\begin{array}{c} \epsilon_{a,0} \\ 0 \end{array}$	ε _{a 50} ()	t ₅₀ (h)	ε _{π.100}	t ₁₀₀ (h)	C, (m²/s)
TVS04	201	48	0,01472	0,01006	0,635	0,00539	4,0	1,3 10-8
TVS05	205	101	0,01836	0,01421	0,432	0,01005	3,4	1,9 10-8

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 111 9t honestre 900



découpées dans l'échantillon E3 (12,20 – 13,70 m; éprouvettes TVS04, 05, 06 et 07). Elles sont placées dans leur état naturel à l'intérieur des cellules œdométriques sans eau. Un premier cycle de chargement déchargement est effectué par paliers jusqu'à la contrainte axiale $\sigma_{a max} = 200$ kPa en 24 heures. Puis les éprouvettes sont chargées par paliers sous les contraintes $\sigma_{a} = 48, 101, 202$ et 412 kPa respectivement. Elles sont mises en imbibition ($\sigma_{a lmbibition}$) sous cette charge, puis elles sont déchargées par paliers de plusieurs jours, de 4 à 7 paliers respectivement, de façon à suivre le déchargement en détail. La durée totale des essais est de 500 heures.

3.4.9

Résultats obtenus

Les résultats sont donnés sur les graphiques de la figure 12 avec les courbes déformation axiale contrainte axiale (ϵ_a , σ_a) pour chacune des éprouvettes. Les principales étapes des essais sont indiquées sur les courbes (chargement, imbibition, gonflement, déchargement).

La pression de gonflement est de l'ordre de 400 kPa (gonflement quasi nul sous cette contrainte) et seules les éprouvettes ayant subi une imbibition sous des charges respectives de 48 et 101 kPa présentent des gonflements significatifs.

Pour ces éprouvettes, il est possible de calculer une valeur de c_{v} (tableau IV).

Compte tenu du gonflement observé et du mode opératoire décrit au § 4.1, les valeurs de c_v mesurées correspondent au domaines D2.

Comparaison Γ estimé à partir des essais et Γ estimé à partir des abaques

L'équation (32) peut être présentée sous une autre forme en faisant apparaître le module œdométrique E'_{œdo}. Elle peut également être combinée avec l'équation (36) ce qui donne :

$$c_{v_{\perp}D2} = \Gamma \cdot \frac{k_v \cdot E'_{\text{cedo}}}{\gamma_w} = \Gamma \cdot c_{v_{\perp}D3D4_{\perp}triax} \cdot \frac{E'_{\text{cedo}}}{K}$$
(37)

Le rapport entre module œdométrique E'_{edo} et module de compression volumique K peut-être estimé, dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, par :

TABLEAU V Rapports entre module œdométrique et module de compression volumique sur trois sols naturels. Ratio between oedometer modulus and bulk modulus on three natural soils.

Nature	E',	E',	v' _{vh}	v_{hh}^{*}	E'ado
	(kPa)	(kPa)			K
Argiles de Londres Argiles du Lac Agassiz Argiles de Romainville	22 060 9 340 24 600	11 000 4 950 22 200	0,19 0,17 0,4	0 0,23 0,38	1,9 1,7 1,6

$$\frac{E'_{cedo}}{K} = 3 \cdot \frac{1 - \upsilon'}{1 + \upsilon'}$$
(38)

avec v' coefficient de Poisson.

Généralement, v' est compris entre 0,2 et 0,4 (Leroueil *et al.*, 1985) ce qui conduit à $\frac{E'_{ordo}}{K}$ compris entre 1,3 et 2.

Dans le cas de sols présentant une élasticité orthotrope de révolution, l'équation (38) devient :

$$\frac{\mathrm{E'_{oedo}}}{\mathrm{K}} = \frac{\left(\mathrm{n} - 4 \cdot \upsilon'_{\mathrm{vh}} - 2 \cdot \upsilon'_{\mathrm{hh}} + 2\right) \cdot \left(1 - \upsilon'_{\mathrm{hh}}\right)}{\mathrm{n} - \mathrm{n} \cdot \upsilon'_{\mathrm{hh}} - 2 \cdot \mathrm{n}^2 \cdot \upsilon'_{\mathrm{vh}}^2} \quad (39)$$

avec:

 $n={E'}_{\rm h}\,/\,{E'}_{\rm v}$ rapport des modules horizontaux et verticaux;

 $\nu'_{\nu h}$ coefficient de Poisson dans la direction verticale sous une contrainte horizontale;

 $\nu^\prime_{\ hh}$ coefficient de Poisson dans la direction horizontale sous une contrainte horizontale.

Le tableau V $\frac{E'_{ecdo}}{K}$ présente les valeurs de obtenues pour trois sols naturels surconsolidés (Mestat,

1993) ayant fait l'objet d'essais permettant de déterminer n, v'_{vh} et v'_{hh} .

Comme avec l'élasticité isotrope, on trouve pour ces trois sols naturels surconsolidés que le rapport

 $E'_{\frac{\alpha c d 0}{K}}$ est compris entre 1,3 et 2.

Dans ces conditions, la valeur de Γ peut être estimée en utilisant:

• l'équation (37);

• $\frac{E'_{\text{cedo}}}{K}$ comprisentre 1,3 et 2;

• $c_{y D2} = 1,6.10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (valeur moyenne, n = 9);

• $c_{v_{\perp}D3D4_{\perp}triax} = 1.3 \ 10^{-8}$ et 1.9 10^{-8} m²/s (2 valeurs sous contraintes d'imbibition respectives de 48 et 101 kPa).

On obtient $0,4 \le \Gamma \le 1$.

S'agissant de marnes silteuses, la succion d'entrée d'air est très probablement supérieure à 300 kPa (Biarez *et al.*, 1987). Dans ces conditions, les abaques (Figs. 6, 7 et 8) nous indiquent une valeur de Γ comprise entre 0,4 et 1 qui est cohérente avec celle estimée expérimentalement.

Ces essais constituent donc une première validation, certes très partielle, de la théorie exposée dans les chapitres précédents.

Conclusion

Dans les sols fins proches de la saturation (avant la succion d'entrée d'air), la théorie présentée permet d'estimer de manière simple les tassements et gonflements différés à l'aide d'un couplage hydromécanique prenant en compte :

 la compressibilité du fluide interstitiel dans le domaine D3 (mélange eau + air avec succion négligeable);

 la succion dans le domaine D2 (domaine entre succion nulle et succion d'entrée d'air).

Cette théorie permet de montrer que les coefficients de consolidation verticale dans les domaines D2 (c_v déterminé à partir d'un essai de gonflement libre à l'œdomètre) et D3 (c_v déterminé à partir d'un essai œdométrique par palier) sont très souvent égaux et dans tous les cas du même ordre de grandeur (pour un indice des vides donné).

L'analyse de certains essais réalisés pour la LGV EST permet d'obtenir une première validation partielle de la théorie.

Une validation plus franche de la théorie pourrait être obtenue avec des essais réalisés dans les domaines D2 et D3 sur le même échantillon à l'œdomètre (réalisation d'un essai de chargement par paliers après réalisation d'un essai de gonflement libre).

- Alonso E.E., Gens A., Josa A. A constitutive model for partially saturated soils.
- Geotechnique 40, 1990, p. 405-430. Al-Mukhtar M. Macroscopic behavior and microstructural properties of a kaolinite clay under controlled mechanical and hydraulic state. Proc. of the
- 1st Conference on Unsaturated Soils, Unsat'95, Paris, 1, 1995, p. 3-9. Atabek R.B., Félix B., Robinet J.-C., Lah-lou, R. Rheological behaviour of saturated expansive clay materials. Workshop on stress Partitioning in Engineering Clay Barriers, Duke Üniversity, Durham, NC, 1991.
- Barden L. Consolidation of compacted and unsaturated clays. Geotechnique 15 (3), 1965, p. 267-286.
- Barden L. Consolidation of clays copacted «dry» and «wet» of optimum water content. Geotechnique 24 (4),
- 1974, p. 605-625. Biarez J., Fleureau, J.-M., Zerhouni M.-I., Soepandji, B. S. Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. Revue française de géotechnique 41, 1988, p. 63-71.
- Black D.K., Lee K.L. Saturating laboratory samples by back pressure. J. Soil Mech. Found. Eng., ASCE 99, 1, 1973, p. 75-93.
 Boutonnier L., Serratrice J.-F. Caractérisa-tion du comportement d'une marne en une de la réliencien d'une filme. vue de la réalisation d'un déblai. Param 2002, Paris, Presses de l'ENPC/LCPC, 2002, p. 519-530.
- Boutonnier L., Virollet M. Tassements et gonflements instantanés dans les sols fins proches de la saturation. Revue française de géotechnique 104, 2003, p. 3-19.
- Brooks R.H., Corey A.T. Hydraulic Properties of Porous Media. Colorado State
- Univ. Hydrol. Paper 3, 27, 1964, p. ??. Cafaro F., Cotecchia F., Cherubini C. Influence of structure and stress history on the drying behaviour of clays. Proc Asian conference on unsaturated soils, Singapore, Balkema, 2000, p. 633-638.
- Chang C.S., Duncan J.M. Consolidation analysis for partly saturated clay by using an elastic-plastic effective stress-strain model. Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 7, 1983, p. 39-55. Chen Y.J., Yu P.J. – Pore pressure dissipa-
- tion features of an unsaturated compacted soil. Proc. of the 1st Conference on Unsaturated Soils, Unsat'95, Paris, 2, 1995, p. 439-445.
- Delage, P. Aspects du comportement des sols non saturés. Revue Française de géotechnique 40, 1987, p. 33-43.
- Delage P., Cui Y.J. L'eau dans les sols non saturés. C301. Traité Construction, C2,
- Delage P., Fry J.-J. Comportement des sols compactés : apport de la mécanique des sols non saturés. Revue française de géotechnique 92, 2000, p. 17-29. Ed Diny S., Masrouri F., Tisot J.-P. – Déter-
- mination de la conductivité hydraulique d'un limon non saturé. Revue française de géotechnique 62, 1993, p. 67-74.
- Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R., Taibi S. - Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. Canadian Geotechnical Journal 30 (2), 1993, p. 287-296.
- Fleureau J.M., Verbrugge J.-C., Huergo

P.J., Gomes Correia A., Kheirbek-Saoud S. - Aspects of the behavior of clayey soils on drying and wetting paths. Canadian Geotechnical Journal 39, 2002, p. 1341-1357.

- Fourie A.B., Hofmann B.A., Mikula R.J., Lord R.F., Robertson P.K. Partially saturated tailings sand below the phreatic surface. Geotechnique 51 (7), 2001, p. 577-585.
- Fredlund D.G., Morgenstern, N.R. Stress state variables for unsaturated soils. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division 103 (5), 1977, p. 447-466.
- Fredlund D.G., Hasan J.U. One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal 16, 1979, p. 521-531.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. Soils Mechanics for unsaturated soils. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, 1993.
- Garcia-Bengochea I., Lovell C.W., Alt-schaeffl A.G. Relation between pore size distribution and permeability of silty clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE 105 (GT7), 1979, p. 839-856
- Geiser F. Applicability of a general effective stress concept to unsaturated soils. Proc. Unsaturated Soils for Asia, Rahardjo, Balkema 2000, p. 101-105.
- Gens A., Alonso E.E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. Canadian Geotechnical Journal 1 (29), 1992, p. 1013-1032.
- Hilf J.W. Estimating construction pore pressure in rolled earth dams. Proc. of nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam, 3, 1948, p. 234-240.
- Khalili N. Application of the effective stress principle to volume change in unsaturated soils. Proc. Unsaturated Soils for Asia, Rahardjo, Balkema 2000, p. 119-124.
- Khalili N., Khabbaz M.H. On the theory of three-dimensional consolidation in unsaturated soils. Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engi-neering. Istanbul 2, 1995, p. 745-750. Khalili N., Khabbaz, M.H. – A unique rela-
- tionship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated Soils.
- Géotechnique. 48, 1998, p. 681-688. LeBihan J.-P., Leroueil, S. (2002). A model for gas and water flow through the core of earth dam. Canadian Geotechnical Journal 39, p. 90-102.
- Leroueil S., Magnan J.-P., Tavenas F. Remblais sur argiles molles. Technique et Documentation, Lavoisier, Paris, 1985
- Li X.L., Collin F., Radu J-P., Bolle A., Charlier, R. - Experimental and numerical studies on the mechanical behaviour of two guasi saturated fine soils. Proc. of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engi-neering. Istanbul 1, 2001, p. 597-600. Lins A.H.P., Sandroni S.S., Sills G.C. – An
- experimental analysis of the development of pore-water pressure in an unsaturated compacted soil. Proc. of the 1st Conference on Unsaturated Soils, Unsat' 95, Paris, 2, 1995, p. 759-764. Lloret A, Alonso E.E. – Consolidation of
- unsaturated soils including swelling

and collapse behavior, Geotechnique 30 (4), 1980, p. 449-477. Loret B., Khalili N. – A three phase model

- for unsaturated soils. Int. J. Numer. Anal. Meth. in Geomech. 24, 2000, p.893-927
- Loret B., Khalili N. An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media. Mechanics of Materials
- 34, 2002, p.97-116. Magnan J.-P., Dang M.T. Étude théorique et expérimentale de la compressibilité du fluide interstitiel dans un sol argileux presque saturé. Bulletin de liaison des LPC, Paris, 1977, (n° spécial VIF), p. 129-
- Magnan J.-P., Baghery S., Brucy M., Tavenas F. – Étude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non-saturation. Bulletin
- de liaison des LPC 103, 1979, p. 83-94. Magnan J.-P., Mieussens C., Soyez B., Vau-train J. Essais ædométriques. Méthodes d'essai LPC 13. Laboratoire central des Ponts et chaussées, 1985.
- Mestat P. Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Études et recherches LPC, série géotechnique GT 52, 1993.
- Modaressi A., Abou-Bekr N., Fry J.-J. Unified approach to model partially saturated and saturated soil. Proc. of the 8th International Conference on Computer Methods and advances in Geotech., Morgantown, 1996, p. 1507-1513.
- Murray E.J. An equation of state for unsaturated soils. Canadian Geotechni-cal Journal 39, 2002, p. 125-140.
 Nagaraj T.S., Miura N. Soft Clay Beha-
- viour, Analysis and Assessment. A.A Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2001.
- Schuurman I.E. The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures. Geotechnique 16, 1966, p. 269-281.
- Sills G.C., Thomas S.D. Pore pressures in soils containing gas. Proc. of the workshop on chemo-mechanical coupling in clays; from nano-scale to engineering applications, Maratea, Italy, 28-30 june 2001. Di Maio, Hueckel & Loret (eds), Balkema, 2001.
- Sills G.C., Wheeler S.J., Thomas S.D., Gardner T.N. - Behaviour of offshore soils containing gas bubbles. Geotechnique 41 (2), 1991, p. 227-241.
- Sridharan A., Altschaeffl A.G., Diamond S. -Pore size distribution studies. ASCE J. Soil
- Mech. Found. Div. 97, 1971, p.771-787. Tavenas F., Jean P., Leblond P., Leroueil S.-The permeability of natural clays, Part. II : permeability characteristics. Canadian Geotechnical Journal 20 (4), 1983, p. 645-660.
- Thomas H.R., H.Y. Modelling the behaviour of unsaturated soil using an elastoplastic constitutive model. Géotechnique 48 (2), 1998, p. 589-603.
- Vaughan P.R. Observations on the behaviour of clay fill containing occluded air bubbles. Geotechnique 53 (2), 2003, p. 265-272.
- Zerhouni M.I., Gérard C., Fleureau J.M. -Étude du retrait de deux sols argileux naturels. Actes du colloque Magi'50, Vandœuvre, 1998, p. 15-20.

Compactage et comportement de sols fins humides

Résumé

E. ALONSO

Cemagref 50, avenue de Verdun 33612 Cestas Cedex emmanuel.alonso@ cemagref.fr Les matériaux fins compactés, appréciés pour leur étanchéité, le sont beaucoup moins pour leur comportement mécanique, qui dépend, notamment, d'une humidité naturelle difficile à modifier. Néanmoins, leur utilisation s'avère souvent indispensable pour des raisons économiques et de préservation de l'environnement. Suivant le type d'ouvrage projeté, certaines caractéristiques sont primordiales. Pour un centre de stockage de déchets, une étanchéité très élevée est recommandée, pour un remblai routier, un tassement de faible ampleur est recherché, pour un barrage en terre homogène, un développement limité des pressions interstitielles de construction est nécessaire. Cet article présente d'abord les principaux résultats d'études antérieures consacrées à l'influence du mode de compactage sur la perméabilité et la déformation de sols fins compactés. Ensuite, la majeure partie de cet article concerne les paramètres, y compris le mode de compactage, qui jouent un rôle important dans le développement des pressions interstitielles de construction. En choisissant les engins de chantier les plus adéquats, il peut être possible d'améliorer les caractéristiques jugées essentielles d'un ouvrage en terre.

Mots-clés: sols fins compactés, ouvrages en terre, perméabilité, déformation, pressions interstitielles de construction.

Compaction and behaviour of wet fine-grained soils

Abstract

Compacted fine-grained soils are often used in geotechnical structures because of their low permeability. But their mechanical properties can be poor since they depend on natural moisture content which is difficult to modify. However, their use is often indispensable for economic reasons and for the preservation of the environment. Depending on the type of earthwork to be constructed, certain characteristics are essential; in waste landfills, very high watertightness is advisable; in road embankments, little settlement is required; in homogeneous earthfill dams, construction pore pressure should not be too high. This article firstly presents the main results of studies carried out on the influence of compaction methods on the permeability and deformability of compacted fine-grained soils. Then the factors (including compaction methods) that play an important role in the development of construction pore pressure are considered in detail. By choosing the most appropriate on-site compaction equipment, it is possible to improve the characteristics that appear to be essential for an earthwork.

Key words: compacted fine-grained soils, earthworks, permeability, deformation, construction pore pressures.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} février 2006.

Les désordres survenus au début des années 80 pendant ou peu après la fin de construction des deux barrages en terre homogène de 22 mètres de hauteur, Mondely et Mirgenbach, n'ont pu être expliqués à l'aide des mesures de la cohésion non drainée des matériaux argileux humides compactés. La rupture, d'une hauteur d'une dizaine de mètres et d'une pente de l'ordre de 1/3, a été alors attribuée à de fortes pressions interstitielles de construction (Dupas et al., 1991 ; Alonso et al., 1995; Degoutte et al., 1997). Au cours des années 90, le Cemagref a entrepris une recherche des paramètres qui influencent leur développement (Poulain, 1993; Poulain et al., 1995; Alonso et Loudière, 1997). Le mode de compactage s'est avéré être probablement l'un d'eux, et son rôle a d'ailleurs été mis en évidence lors de travaux sur la perméabilité et la déformation de matériaux fins compactés; le paragraphe 2 souligne les principaux résultats obtenus par Daoud (1996) et Kouassi (1998) et il rappelle des études antérieures auxquelles ces deux auteurs se réfèrent. Le paragraphe 3 est consacré aux pressions interstitielles de construction et, notamment, à l'interprétation des mesures in situ et des essais réalisés en laboratoire.

Les sols fins étudiés dans cet article sont constitués essentiellement d'éléments inférieurs à 80 µm. Le pourcentage d'argile est plus ou moins important et la plasticité de faible à élevée. Même si les comportements analysés concernent de nombreux matériaux, il n'est pas certain que les tendances mises en évidence s'appliquent systématiquement à tous les sols fins.

Le but du compactage consiste à homogénéiser le matériau à une densité suffisante afin que sa résistance au cisaillement, sa déformation, son étanchéité aient des valeurs convenables. Mais, dans la zone d'emprunt éventuelle, le matériau argileux se trouve dans un certain état d'humidité qui le rend plus ou moins exploitable. Modifier la teneur en eau d'un sol fin est une opération difficile et donc coûteuse. En outre, sa minéralogie, sa texture, sa surconsolidation sont aussi à prendre en considération. Le prélèvement des matériaux sélectionnés entraîne une désagrégation en mottes de dimension et de malléabilité variables. Le compacteur utilisé les modifie ensuite plus ou moins intensément. Au stade de l'avant-projet il faut s'interroger sur les caractéristiques du matériau compacté jugées essentielles : il peut s'agir de la perméabilité, du tassement, du développement de pressions interstitielles de construction. Il ne faut pas toujours se contenter de déterminer les propriétés mécaniques correspondant à la teneur en eau et au poids volumique sec prévus, sans une étude comparative des différents types de mise en place.

Dans les années 30, Proctor a montré l'influence de la teneur en eau w et de l'énergie de compactage sur le poids volumique sec γ_d (Holtz et Kovacs, 1991). Puis, la recherche a concerné l'influence du type de compactage (statique, dynamique, pétrissage, vibration) sur certaines caractéristiques (Seed et Chan, 1959). En laboratoire, l'énergie de compactage dynamique de l'essai Proctor normal se détermine facilement : 24,5 N x 0,305 m x 3 couches x 25 coups par couche/0,944 x 10^{-3} m³

= 593 kN.m/ m³ soit environ 600 kN.m/m³.

Quant au Proctor modifié, il correspond à une énergie de 2 700 kN.m/m³.

Le calcul est moins aisé pour les autres modes de compactage, notamment sur chantier. Lorsque la teneur en eau w est proche de l'optimum Proctor normal w_{OPN} ou bien se situe du côté humide, il faut en général quelques passes d'un compacteur adéquat, sur une couche d'une vingtaine de centimètres d'épaisseur, pour atteindre une densité sèche voisine de la courbe Proctor normal. A l'optimum, la plupart des sols fins ont un degré de saturation S_r compris entre 80 et 90 %. L'hyperbole de saturation

$$\gamma_w/\gamma_d = (\gamma_w/\gamma_s) + W_{sat}$$

où w_{sat} = teneur en eau de saturation,

 $\gamma_w =$ poids volumique de l'eau,

 γ_{s} = poids volumique des particules,

est approximativement parallèle à la branche humide de la courbe Proctor.

Entre ces deux courbes, Delage et Fry (2000) considèrent que le sol se trouve dans un état quasi saturé, dans lequel l'air est sous la forme de bulles isolées. Des corrélations entre w_{OPN} et les limites d'Atterberg w_L et w, ont été établies pour les sols fins. Gurtug et Sridharan (2002) ont proposé w_{OPN} = 0,92 w_p. Arquié et Morel (1988) suggéraient l'utilisation de l'indice de consistance $I_c = (w_L - w) / (w_L - w_{PLCPC})$ où w_{PLCPC} se référait à l'ancien mode opératoire du Laboratoire central des ponts et chaussées. Pour de nombreux sols fins, nous avons constaté que w_{opn} correspondait à un I_c voisin de 1,2. Quelques essais comparatifs du Cemagref ont donné $w_{p_{LCPC}} = w_p + 2$ à 5 points lorsque w_r varie de 35 à 60. La norme française NF P94-051 ne préconise pas de soulever le rouleau pour déterminer w_p, contrairement à W_{PLCPC}.

Pour les barrages et les digues en terre, la teneur en eau des sols fins compactés est rarement inférieure à $w_{OPN} - 4$ points et rarement supérieure à $w_{OPN} + 4$ points (si $w_{OPN} = 20$ %, $w_{OPN} - 4 = 16$ % et $w_{OPN} + 4 = 24$ %). Toutefois, un écart bien moindre entre w et w_{OPN} n'est pas une garantie de bon comportement.

Au laboratoire, lors de l'étude d'un site, les éprouvettes de sols fins des emprunts destinées aux essais mécaniques, à une teneur en eau donnée, subissent préalablement soit un compactage PN, soit, le plus souvent, une compression statique permettant d'atteindre la densité sèche prévue. Il existe également l'essai de laboratoire Harvard (Wilson, 1970) qui soumet le sol à un pétrissage se rapprochant de l'action d'un rouleau à pieds de mouton.

Sur chantier, chaque mode de compactage peut être associé principalement aux engins suivants :

 statique: rouleaux à pneus dont la pression est de quelques centaines de kPa;

 dynamique : engins rapides de transport, décapeuses automotrices et tombereaux;

- pétrissage : pieds dameurs, pieds de mouton ;

- vibrant: rouleaux vibrants.

Perméabilité et déformation de sols fins compactés

2.1

Quelques rappels sur les paramètres qui influencent la perméabilité

La mesure de la perméabilité d'un sol fin compacté est une opération délicate et complexe. Daoud (1996) cite plusieurs études qui y sont consacrées. Certaines d'entre elles sont brièvement rappelées dans ce paragraphe 2.1.

Dans les années 50, Lambe (1958b) montre qu'un sol fin compacté du côté humide de l'optimum est plus étanche que s'il est compacté du côté sec avec la même énergie. L'augmentation de cette dernière améliore l'étanchéité, surtout du côté sec (Fig. 1, Elsbury *et al.*, 1990), tandis que du côté humide le pétrissage s'avère plus efficace que le compactage statique (Fig. 2, Mitchell *et al.*, 1965).

Lambe (1958a) attribue la perméabilité plus élevée du côté sec essentiellement à la structure floculée des particules argileuses, alors que pour Olsen (1962) l'écoulement se fait surtout à travers les vides inter-



on permeability of compacted clay soils (Elsbury et al., 1990).



mottes, plus importants lorsque le matériau est peu humide et donc peu malléable. Il est aussi montré, à la suite d'essais réalisés *in situ*, que les interfaces entre couches peuvent favoriser le cheminement de l'eau à travers un massif compacté (Fig. 3, Elsbury *et al.*, 1990).



A l'intérieur d'un ouvrage en terre argileuse, on peut donc distinguer quatre types d'écoulement : entre les couches, les mottes, les agrégats de particules, les particules. Lorsque les deux premiers sont prépondérants, la perméabilité est très différente entre le terrain et le laboratoire. En outre, sa mesure directe ne correspond pas à la valeur déduite de la vitesse de consolidation.

Un sol fin compacté soumis à une percolation voit sa perméabilité augmenter avec le degré de saturation, ce qui correspond aussi à une baisse de la succion (Olson et Daniel, 1981). En laboratoire, une contre-pression élevée, pouvant atteindre plusieurs centaines de kPa, est nécessaire pour obtenir la saturation complète des éprouvettes. De forts gradients hydrauliques peuvent conduire à une diminution de la perméabilité, due notamment à une migration de très fines particules (Dunn et Mitchell, 1984).

La détermination par porosimétrie au mercure de la distribution des diamètres de pores montre qu'à porosité constante le sol qui possède les plus grands pores est le plus perméable. Un sol compacté du côté humide présente moins de grands pores que du côté sec. Une énergie de compactage accrue du côté sec diminue la porosité et le nombre des pores de grande dimension (Garcia Bengochea *et al.,* 1979, Auvinet et Bouvard, 1989, Prapaharan *et al.,* 1991, Delage *et al.,* 1996).

Des mesures au laboratoire soulignent l'influence du diamètre (Boynton et Daniel, 1985) et de la hauteur (Carpenter et Stephenson, 1986) de l'éprouvette sur la conductivité hydraulique; cette dernière tend à augmenter avec le diamètre mais elle diminue sensiblement lorsque la hauteur croît.

La nature du fluide percolant peut aussi entraîner une modification de la perméabilité. D'après Bowders et Daniel (1987), une solution organique qui modifie les limites d'Atterberg peut aussi agir sur l'étanchéité du matériau argileux compacté; la variation éventuelle est à déterminer à l'aide d'essais de perméabilité.

L'intervention de très nombreux paramètres, dont l'hétérogénéité des matériaux naturels et des conditions de mise en place, rend difficile une connaissance précise de l'étanchéité d'un sol fin compacté qui est susceptible d'être largement surestimée par les essais de laboratoire.

Influence du mode de compactage sur la perméabilité, travaux de Daoud (1996)

Les résultats présentés concernent le limon argileux prélevé à Xeuilley, près de Nancy. Ses limites d'Atterberg sont w_L = 53 et w_p = 30. Le poids volumique des particules atteint 26,7 kN/m³. Les trois modes de compactage comparés, dont l'énergie est approximativement équivalente, sont les suivants :

– dynamique : essai Proctor normal, moule de diamètre 10 cm ;

 statique: compression de 1 MPa à l'aide d'un piston dans le moule Proctor, sur trois couches;

– pétrissage: comme l'essai Harvard n'est pas jugé satisfaisant, notamment à cause du diamètre de l'éprouvette de 3,3 cm, il est élaboré un nouvel essai consistant à pétrir le sol dans un moule Proctor à l'aide d'un vérin et d'un piston de diamètre 2 cm appliqué 2 x 25 fois sur chacune des cinq couches avec un effort de 500 N ou 1,6 MPa (30 applications par minute ce qui permet de déplacer le moule pour couvrir toute la surface).

Aux 18 éprouvettes provenant de ces trois modes de compactage, il est ajouté 6 éprouvettes compactées à l'énergie PM, les 24 éprouvettes de limon argileux ayant un diamètre et une hauteur de 10 cm. Ces éprouvettes, soumises à l'essai de perméabilité, subissent un gradient hydraulique de 10 (Δ h = 1 m ou 10 kPa) après saturation à l'aide d'une contre-pression de 300 kPa et consolidation sous une contrainte effective de confinement de 150 kPa. Cette dernière valeur relativement élevée évite tout écoulement préférentiel le long de la membrane en latex entourant l'échantillon dans la cellule triaxiale mais elle réduit sensiblement l'indice des vides.

La figure 4 (Daoud, 1996) montre la variation du poids volumique sec et de la perméabilité en fonction de la teneur en eau pour les quatre différents compactages effectués. Le compactage statique entraîne une plus faible densité et le pétrissage donne une teneur en eau optimale sensiblement plus élevée que le PN.



eau pour différents modes de compactage (Daoud, 1996). Influence of the compaction method and of the water content on the dry unit weight and on the

water content on the dry unit weight and on the permeability of a silty clay (Daoud, 1996).
En ce qui concerne la perméabilité, le compactage statique, qui remanie peu le matériau, est moins performant que le pétrissage et l'augmentation de l'énergie, du Proctor normal au Proctor modifié, améliore l'étanchéité, surtout du côté humide, contrairement à ce que l'on pouvait attendre. Du côté très sec ($w_{OPN} - 5 a - 12$), les compactages statiques et Proctor normal donnent une faible perméabilité, bien éloignée de celle que l'on obtiendrait *in situ*. Avec les conditions d'essai réalisées, l'étanchéité est optimale vers $w_{OPN} + 3$.

Des essais complémentaires de Daoud (1996) confirment qu'un sol fin subissant un compactage au Proctor normal a une conductivité hydraulique horizontale plus élevée que la perméabilité verticale.

2.3

Influence du mode de compactage sur la déformation, travaux de Kouassi (1998)

Un des principaux objectifs de la thèse de Kouassi (1998) a consisté à mettre au point en laboratoire un nouvel essai de pétrissage proche de l'action *in situ* des rouleaux à pieds dameurs très utilisés pour le compactage des sols fins (Kouassi *et al.,* 2000).

En considérant comme engin de référence le Caterpillar 825 C, l'outil élaboré consiste en un disque de diamètre 15 cm sous lequel sont fixés trois cylindres de diamètre 5 cm et de hauteur 2,5 cm. Le matériau est compacté dans le moule CBR, de diamètre et de hauteur 15,2 cm, en cinq couches dont chacune subit huit applications de l'outil à trois pieds qui exerce une pression de 1,25 MPa. Une vitesse lente de 40 mm par minute a dû être adoptée à cause d'un matériel non approprié pour des vitesses plus rapides.

Des échantillons de matériaux fins intacts (après compactage au rouleau à pieds dameurs) et remaniés (pour compactage ultérieur en laboratoire) ont été prélevés sur des sites de barrage. Les matériaux étudiés comprennent deux limons argilo-sableux ($w_L = 25$ et 30 et $w_{OPN} = 11,5$ et 13,5) et quatre argiles limoneuses ($w_L = 45$ à 51 et $w_{OPN} = 16,5$ à 18). Des éprouvettes de hauteur 8 cm ont été soumises à des essais triaxiaux.

La détermination du module tangent initial E (proche du module sécant jusqu'à 1 % de déformation) sur les courbes déviateur-déformation axiale des essais triaxiaux non consolidés non drainés réalisés permet de constater, d'une part, que les pétrissages in situ et en laboratoire sont équivalents et, d'autre part, que le compactage statique en laboratoire (même w, γ_d) donne un module nettement plus élevé que celui du pétrissage, notamment du côté humide. Les mêmes tendances sont observées pour les modules des essais triaxiaux consolidés non drainés. Un résultat analogue avait déjà été obtenu du côté humide par Seed et Chan (1959) sur des éprouvettes soumises à un essai triaxial non consolidé non drainé après un compactage en laboratoire statique et par pétrissage.

Peu de différences significatives sont notées pour les caractéristiques effectives de cohésion c' et de frottement interne φ' . Par contre, la résistance au cisaillement à court terme des matériaux *in situ* est supérieure à celle des matériaux compactés en laboratoire statiquement et par pétrissage.

Pressions interstitielles de construction dans des sols fins humides compactés

Si les pressions interstitielles, après consolidation et saturation d'un massif en terre, sont évaluées avec une précision suffisante, il n'en est pas de même des pressions interstitielles de construction qui sont souvent difficiles à prévoir. Lorsque de fortes pressions sont redoutées à court terme, outre le calcul classique à l'aide de la cohésion non drainée cu (qu tend vers zéro pour les matériaux proches de la saturation), un second calcul est à effectuer en utilisant les caractéristiques effectives c' et φ' et le coefficient ru = u/ γ .h, où u est la pression interstitielle de construction en un point et γ.h la contrainte verticale totale exercée par le poids des terres au-dessus du point considéré (facette horizontale). Dans un barrage en terre homogène, quand des valeurs de ru atteignent 0,4 à l'aval et 0,6 à l'amont, sa stabilité s'en trouve très compromise (Alonso et al., 1993).

Plusieurs facteurs interviennent dans le développement des pressions interstitielles de construction. Les mesures présentées par la suite sont d'une part des valeurs de ru déterminées lors de la construction de barrages en terre et d'autre part des valeurs du coefficient $B = u/\sigma$ calculé en soumettant en laboratoire des éprouvettes de hauteur 80 mm et de diamètre 35 mm à un essai non drainé de compression isotrope σ . Bien entendu, B et ru peuvent avoir des différences sensibles suivant l'orientation des contraintes principales dans un remblai; sous la crête avec o1 plutôt verticale et proche de γ.h, B est supérieur à ru et près du parement avec σ3 plutôt verticale, B est inférieur à ru. Un zonage judicieux des matériaux, consistant par exemple à mettre en place les sols les plus humides dans la partie centrale d'un remblai, peut contribuer à améliorer

3.

Principaux résultats obtenus par Poulain (1993)

Les travaux de Poulain (1993) et de Poulain *et al.* (1995) concernent les pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides. Les principaux résultats sont les suivants:

– en laboratoire, les pressions interstitielles u obtenues avec une montée de la contrainte isotrope σ jusqu'à 500 kPa, d'une part, par paliers de 50 kPa en 12 heures et, d'autre part, suivant une variation continue et linéaire pendant 5 jours, sont similaires;

– en laboratoire, il n'est pas constaté d'influence sensible de l'énergie, Proctor normal et Proctor modifié, et du mode de compactage, Proctor, statique, pétrissage, pour les quelques essais comparatifs effectués sur du matériau humide (même w, γ_d); en outre, le compactage *in situ* donne des résultats équivalents au compactage en laboratoire; toutefois, tout compactage qui accroît S_r entraîne aussi une augmentation de B;

le compactage statique en trois couches étant adopté,

les paramètres qui interviennent le plus dans le développement des pressions interstitielles de construction sont d'abord l'écart w-w_{OPN} et ensuite le degré de saturation initial S₂; pour une argile limoneuse dont w_L = 43,5, B croît de près de 0,1 lorsque w augmente d'un point ou lorsque S_r passe de 90 à 95 % (entre w_{OPN} + 2 et w_{OPN} + 6); pour un limon argileux dont w_L = 34,5, un accroissement de S_r de 88 à 95 % ou d'un point de w (entre w_{OPN} + 1 et w_{OPN} + 4) entraîne une nette augmentation de B, de 0,1 à plus de 0,3; en outre, un seuil à partir duquel B augmente nettement semble correspondre à une teneur en eau proche de w_{PLCPC};

- côté humide, l'application d'un déviateur des contraintes est peu sensible; la contrainte moyenne $(\sigma 1 + 2 \sigma 3)/3$ et la contrainte isotrope de même valeur entraînent des pressions interstitielles voisines.

3.2

Étude en laboratoire à partir de 1995 de l'influence sur B de plusieurs paramètres

Le rôle de plusieurs paramètres est évalué, toutefois ces derniers ne sont pas indépendants et le nombre d'essais réalisé au Cemagref à partir de 1995 est réduit. Une cinquantaine d'éprouvettes ont été préparées; elles représentent une douzaine d'échantillons prélevés dans quatre sites de barrage, deux du Sud-Ouest de la France, un d'Alsace et un de Turquie (deux échantillons transmis par Coyne et Bellier); après un compactage côté humide, les éprouvettes, dont le degré de saturation initial dépassait généralement 90 %, ont été soumises à une contrainte isotrope maximale de l'ordre de 0,5 MPa appliquée par paliers de 50 kPa dans un local maintenu à température constante. En outre, les résultats obtenus par la Compagnie d'aménagement des coteaux de Gascogne (CACG) sur une trentaine d'éprouvettes similaires provenant de deux sites de barrage du Sud-Ouest de la France sont utilisés pour cette étude ainsi que les travaux antérieurs de Poulain et al. (1995). Tous ces matériaux fins argileux ont une limite de liquidité comprise entre 30 et 55 sauf un échantillon où elle atteint 74.

3.2.1

Influence sur B de w et de w,

L'augmentation de l'humidité se traduit notamment par une diminution du module de déformation.

L'écart w-w_{OPN}, étudié dans la fourchette + 1 à + 5, est à relativiser en fonction de la plasticité des matériaux. En général, B tend à diminuer lorsque w_L augmente. A w_{OPN} + 5, B reste faible pour le matériau dont w_L = 74, alors qu'il est très élevé pour les matériaux dont w₁ est inférieur à 55.

En maintenant constants les autres paramètres, un accroissement d'un point de w- w_{OPN} entraîne le plus souvent une augmentation de B de 0,05 à 0,2 lors d'une compression isotrope.

3.2.2

Influence sur B de S, initial

En laboratoire les échantillons subissant le compactage Proctor normal ou Proctor modifié ont, dans la plupart des cas, un degré de saturation S_r de 90 à 92 % du côté humide. Lorsque l'éprouvette est ensuite taillée manuellement à l'aide d'un touret vertical, l'évolution de S_r est peu sensible. Par contre, le prélèvement à l'aide d'une trousse coupante entraîne un serrage de l'éprouvette et donc un accroissement de S_r de quelques points. Le même résultat est obtenu avec le compactage statique en trois couches dans un moule de diamètre intérieur 35 mm (application du piston adéquat pendant une trentaine de secondes) en augmentant sur chaque couche la compression de 1 MPa environ à près de 3 MPa; en outre, avec un même compactage statique, S_r augmente avec w-w_{OPN} et pour des matériaux très humides il est possible d'obtenir après démoulage des valeurs de S_r supérieures à 95 %.

Du côté humide de l'OPN, un accroissement du degré de saturation initial de 5 points, obtenu en conservant la même teneur en eau, entraîne ensuite lors d'une compression isotrope une augmentation de B en général de 0,05 à 0,2. En quelque sorte la réduction relativement importante du volume d'air prime sur la progression du poids volumique sec et du module de déformation mais l'augmentation de B reste modérée.

3.2.3

Influence sur B des contraintes appliquées

Lors des études de plusieurs sites, les essais œdométriques effectués sur les matériaux fins compactés à l'énergie Proctor normal, préalablement séchés, désagrégés en petits éléments, humidifiés à une teneur en eau voisine de w_{OPN}, homogénéisés, ont donné une pression de préconsolidation de 100 à 200 kPa. Sur chantier, cette dernière peut être plus élevée suivant, d'une part, les conditions de mise en place et, d'autre part, la surconsolidation existante dans l'emprunt. En effet, de nombreuses mottes intactes peuvent subsister dans les couches compactées. Les pressions interstitielles de construction se développent plus difficilement dans les matériaux très surconsolidés. La présente étude ne prend pas en considération les quelques essais œdométriques réalisés en contraintes effectives.

En ce qui concerne l'essai non drainé de compression isotrope, à partir de 100 kPa, tout accroissement de σ de 100 kPa entraîne celui de B, le plus souvent de 0,05 à 0,2. Δ B est généralement plus élevé entre 100 et 200 kPa qu'entre 400 et 500 kPa. Dès que la saturation est atteinte sous l'effet d'une contrainte isotrope suffisamment forte, tout $\Delta \sigma$ entraîne un Δ u identique.

3.2,4

Synthèse de l'influence des paramètres précédents

Les essais réalisés sur les éprouvettes de diamètre 35 mm et de hauteur 80 mm constituées de matériaux fins argileux dont w_1 varie de 30 à 55, subissant du côté humide de l'OPN un compactage statique ou Proctor, montrent que B croît d'environ 0,1 (en général 0,05 à 0,2) lorsqu'un des paramètres suivants progresse de :

- -1 point pour w-w_{OPN} (entre + 1 et + 5);
- 5 points pour S, initial (entre 88 et 98 %);
- 100 kPa pour σ (entre 100 et 500 kPa).

Par contre, B et w_{1} évoluent en sens inverse mais d'une façon plus erratique.

Le tableau I regroupe les valeurs de B, moyennes

 TABLEAUI
 Synthèse des valeurs de B pour des éprouvettes de matériaux fins argileux humides subissant en laboratoire un même compactage statique (environ 1 MPa) assurant un S_r initial de l'ordre de 90 à 95 %. Synthesis of B values for samples of wet fine-grained soils. The laboratory preparation consisted of static compaction (1 MPa) ensuring an initial degree of saturation from 90 to 95 %.

W-W _{OPN}	+	1	+ 2	2	+ 3		+ 4	ł	+3	5
o kPa	100	500	100	500	100	500	100	500	100	500
$w_L = 30 \text{ à } 45$ $w_L = 45 \text{ à } 55$ $w_L = 74$	0 - 0,1	0,3 0,15	0,15 0	0,45 0,3	0,25 0,1	0,6 0,4	0,35 0,15	0,7 0,5	0,4 0,2 - 0,1	0,8 0,55 0,1

ou extrapolées, en fonction de w-w_{OPN}, σ et w_L pour un compactage statique de 1 MPa environ sur chacune des trois couches composant l'éprouvette et un degré de saturation initial de 90 à 95 % des plus faibles aux plus fortes humidités. S_r est plutôt de 90 % à w_{OPN} +1 et de 95 % à w_{OPN} +5. Entre 100 et 200 kPa, B augmente en moyenne d'environ 0,1 (sauf pour w_L = 74) et un peu moins ensuite. Les matériaux dont w_L se situe entre 30 et 55 se divisent en deux groupes distincts séparés par la limite w_L = 45. B est plus faible quand w_L > 45. Toutefois, à l'intérieur de chacun des deux groupes il n'y a pas d'évolution évidente de B en fonction de w_L. L'influence du mode de compactage est analysée au paragraphe 3.3.

3.9.5

Durée d'application des contraintes et état final des éprouvettes

L'application de σ nécessite une durée minimale de quelques heures pour l'obtention d'une certaine stabilité de u. Il est à noter que le décalage dans le temps entre la variation de σ et celle de u peut avoir une incidence défavorable lors de la vidange rapide d'une retenue. Les essais analysés précédemment correspondent à des chargements de l'ordre de 50 kPa par jour, soit une durée totale de quelques jours à deux semaines suivant la valeur maximale de σ .

Il est aussi réalisé des essais de longue durée, de plusieurs semaines à plusieurs mois, à chargement cyclique ou constant; ils montrent une dérive quasi systématique de B qui finit souvent par atteindre des valeurs comprises entre 0,5 et 1. La pression interstitielle, sous une charge constante, progresse généralement de quelques dixièmes de kPa à quelques kPa, par jour. Des périodes stables sont aussi observées. Pour la plupart des cycles chargement-déchargement, il est constaté, à chaque palier, une évolution de B. Les membranes utilisées, néoprène de 0,3 mm et latex, ne donnent pas des résultats très différents.

Outre l'état initial de l'éprouvette, les mesures de w et de S_r concernent aussi l'état final, mais aucun contrôle de S_r n'a lieu en continu. Entre l'état initial et l'état final, lors des essais de longue durée, S_r augmente de plusieurs points et w de 0 à 2 points. Pour les essais de courte durée (quelques jours à deux semaines), l'accroissement de S_r est de l'ordre de 3 points, w évolue peu, un demi-point au plus dans les deux sens, et le volume de l'éprouvette diminue de 1 à 2 % en général. Les essais de longue durée ne sont pas utilisés, et seuls les essais de courte durée sont interprétés dans cet article.

3.2.6

Résistance à la compression simple

Pour les matériaux fins argileux très humides, dont w_L est compris entre 30 et 55, les valeurs moyennes de la cohésion non drainée cu (moitié de la résistance à la compression simple) pour des éprouvettes préparées par un compactage statique ou Proctor et écrasées immédiatement après, sont regroupées dans le tableau II. La diminution de cu au fur et à mesure que la teneur en eau augmente apparaît assez régulière.

La différence essentielle entre les éprouvettes subissant avant écrasement pendant une à deux semaines une contrainte isotrope σ de quelques centaines de kPa et les éprouvettes soumises au même compactage préalable mais écrasées immédiatement après ce dernier (donc ayant avant écrasement une densité sèche légèrement inférieure), concerne surtout le module sécant à 1 % de déformation qui est nettement plus élevé pour les premières. Par contre, la résistance à la compression simple n'est que modérément accrue par l'application antérieure de σ .

TABLEAU II	Valeur W _{OPN} po humide statiqu Mean v grained to 55 (Pi	s moyen our des n es dont w e ou Pro- ariation of soils who roctor or s	the set of	en foncti fins argi 55 (compa /-W _{OPN} for imit range paction).	on de w- leux actage wet fine- s from 30
W-W _{OPN}	+3	+4	+ 5	+ 6	+7
cu en kPa	70	55	40	30	20

Autres paramètres influençant le développement des pressions interstitielles de construction

Les autres paramètres qui interviennent, plus ou moins liés aux précédents, sont notamment :

– le module de déformation, qui tend à plus s'opposer au développement des pressions interstitielles lorsqu'il est plus élevé; le module correspondant aux petites déformations joue un rôle d'autant plus important que S_r est proche de 100 %;

 l'étanchéité qui, lorsqu'elle est très grande, freine les possibilités de dissipation.

Le mode de compactage, qui est étudié au paragraphe suivant, influence ces deux paramètres, comme on l'a vu au paragraphe 2. La surconsolidation dans la zone d'emprunt n'est pas prise en compte (peu de mesures effectuées). 3.3

Influence du mode de compactage

Il concerne en laboratoire le compactage statique et le Proctor et sur des sites de barrage l'action des engins de chantier.

3.3.1

Compactage statique et Proctor en laboratoire

Quelques essais comparatifs, pour des matériaux dont w est supérieur à w_{OPN} + 2, sont effectués entre le Proctor (normal, modifié) et le compactage statique. Pour ce dernier, ils montrent que le coefficient B est plus faible, de 0,05 en moyenne, les autres paramètres étant identiques (même matériau et mêmes w, S_r, σ). Bien que le nombre d'essais soit réduit, il semble que la différence soit maximale entre le statique et le Proctor modifié.

En ce qui concerne le module sécant à 1 % de déformation, déterminé lors d'essais de compression simple, il est plus élevé pour le compactage statique que pour le Proctor. La comparaison de ces essais avec les travaux de Kouassi (1998) montre que le module décroît dans l'ordre suivant des modes de compactage : statique, Proctor, pétrissage.

3.3.2

Cas du barrage de Mondely

3.3.2.1

Présentation

Ce barrage en terre d'une hauteur de 22 m et d'une longueur en crête d'une centaine de mètres, construit en 1980 dans le Sud-Ouest de la France et destiné à l'irrigation, a connu, après la première vidange, en 1981, une rupture de la moitié supérieure rive droite du talus amont qui a conduit à un affaissement d'un demi mètre de la partie amont de la crête. Bien que ce remblai soit du type homogène, cet incident implique une triple hétérogénéité : rive droite et rive gauche, moitié supérieure et moitié inférieure, talus amont et talus aval de pentes respectives 1/3 et 1/2,5. Deux profils distants de 30 m ont été équipés de trente quatre cellules de pression interstitielle Gloetzl entre 1983 et 1997, treize en rive gauche et vingt et une en rive droite au droit du glissement (Fig. 5). Ce dernier, qui part de la crête et qui aboutit au niveau de la risberme de 5 m située 9 m plus bas, est de forme circulaire et il a une profondeur maximale de 6 à 7 m par rapport au parement, profondeur déterminée à l'aide des deux inclinomètres installés entre la risberme et la crête. Un premier confortement en 1982 a consisté en l'exécution, au niveau de la risberme, d'un dispositif drainant dont le rôle s'est avéré plus mécanique que drainant. L'absence de dissipation des fortes pressions interstitielles mesurées a conduit à mettre en place en 1997 une recharge en enrochements sur les talus amont et aval, ce qui a notamment permis de réduire leur pente (Alonso et al., 1997). La rupture de 1981 implique une cohésion non drainée cu de 20 à 25 kPa, ce qui correspond à environ w_{OPN} + 7 points, alors que tous les essais réalisés montrent, d'une part, que w - w_{OPN} = 2 à 5 points et, d'autre part, que la cohésion non drainée du remblai varie de 40 kPa à plus de

100 kPa. Les matériaux exploités vont du limon argileux ($w_r = 30$ à 45) à l'argile limoneuse ($w_r = 45$ à 60).



3.3.2.2

Construction du barrage

Les matériaux ont été compactés à l'aide d'un rouleau à pieds dameurs (Tamping Caterpillar 825) et un rouleau vibrant lisse assurait la fermeture des couches en fin de journée. Les décapeuses automotrices (motorscrapers) arrivaient par une rampe d'accès située à l'amont en rive droite. Le passage des engins y était donc nettement plus fréquent que dans les trois autres zones, deux fois plus que pour l'amont rive gauche et quatre fois plus que pour l'aval rive gauche et l'aval rive droite. Les dix derniers mètres ont été mis en place en quinze jours, ce qui a notamment réduit la dessiccation superficielle des couches. Le contrôle du compactage lors du chantier a permis de constater qu'en moyenne la moitié inférieure du remblai était moins humide que la moitié supérieure de 1,6 point (19,1 et 20,7), moins saturée de 6 points (82 et 88 %), plus résistante à la pénétration de l'aiguille Proctor de 2 MPa (7 et 5 MPa). Par contre, aucune différence n'a été discernée entre la rive droite et la rive gauche et entre le talus amont et le talus aval.

3323

Pressions interstitielles de construction

La profondeur moyenne des dix-sept cellules installées dans la moitié inférieure du remblai atteint une dizaine de mètres, tandis que celle des quinze cellules de la moitié supérieure est de 5 m (les deux cellules sous la crête ne sont pas prises en compte).

L'ensemble des mesures permet la synthèse suivante, en considérant les valeurs maximales de ru : – pour la moitié inférieure du remblai, ru est de l'ordre de 0,5 pour le talus amont et de 0,1 seulement pour le talus aval, où plusieurs cellules sont proches du tapis drainant, où quelques matériaux graveleux sont présents et où la surcharge due au plan d'eau est nettement atténuée; – pour la moitié supérieure du talus amont rive gauche, ru des trois cellules est également de l'ordre de 0,5; cette valeur concorde assez bien avec celle du remblai inférieur amont moins humide mais subissant une plus forte contrainte moyenne;

– pour la moitié supérieure du talus amont rive droite, qui offrait une moindre surface de circulation que la moitié inférieure, ru des six cellules est compris entre 0,5 et 0,8 (moyenne 0,65); deux cellules situées audessus du cercle de glissement à une profondeur de 4 m ont un ru particulièrement élevé, 0,7 à 0,8;

 pour la moitié supérieure du talus aval ru est en moyenne de 0,35, la rive droite et la rive gauche (trois cellules chacune) étant analogues.

Les pressions interstitielles de construction sont donc effectivement très fortes dans la zone correspondant au glissement, alors que les contraintes sont faibles et que l'écart w-w_{OPN} ne dépasse pas 5 points. Il est enfin à noter qu'aucune dissipation sensible des pressions ne s'est produite depuis le début des mesures en 1983, ce qui signifie que la mise en place des matériaux a fortement favorisé l'étanchéité.

3.3.2.4

Caractéristiques mécaniques du remblai

Les carottes intactes de diamètre 90 mm prélevées dans la moitié supérieure du remblai ont un degré de saturation S, de 96 à 99 %, donc bien plus élevé que lors du contrôle des couches compactées; outre la précision des mesures, il semble que le vibrant en soit le principal responsable car aucun tassement important n'a été mesuré. Les déterminations de cu et les essais au pénétromètre statique n'ont décelé aucune zone particulièrement molle et aucune différence notable entre l'amont et l'aval, la rive droite et la rive gauche.

En ce qui concerne les caractéristiques effectives des échantillons intacts prélevés dans le remblai hors de la zone du glissement, elles sont analogues à celles des études d'avant-projet et elles ont les valeurs minimales suivantes: $-\,c'=10$ kPa et $\phi'=30^\circ$ pour le limon (w_L=30 à 45);

-c' = 20 kPa et $\varphi' = 25^{\circ}$ pour l'argile (w₁ = 45 à 60).

Associées aux ru moyens mesurés, ces valeurs assurent la stabilité du barrage avec, toutefois, des coefficients de sécurité plutôt faibles, sauf pour le talus aval inférieur. Mais pour expliquer la rupture survenue en partie haute, il faut leur associer un ru de 0,75 à 0,9 (méthodes de Bishop ou de Spencer).

En fait, sur une partie des éprouvettes intactes provenant uniquement de la zone du glissement il est mesuré des caractéristiques plus médiocres, surtout en ce qui concerne c':

-c' = 0 et $\varphi' = 30^{\circ}$ pour le limon (une cohésion réellement nulle aurait entraîné un glissement moins profond); -c' = 5 à 10 kPa et $\varphi' = 25^{\circ}$ pour l'argile et également pour le limon; des valeurs à peine supérieures sont aussi mesurées après remaniement et compactage Proctor normal.

Avec ces valeurs médiocres, le glissement nécessite un ru de 0,55 à 0,7 donc proche des mesures réelles.

3.3.2.5

Mesure de B

Des échantillons remaniés, provenant du remblai hors zone de la rupture et dont w_L est proche de 50, ont été compactés statiquement afin d'obtenir six éprouvettes ayant un degré de saturation initial élevé (pression de 2 à 3 MPa). Ces dernières ont ensuite été soumises à un essai non drainé de compression isotrope. Les valeurs du coefficient B obtenues sont regroupées dans le tableau III. Globalement, elles correspondent assez bien à celles du tableau I, bien que S_p soit plus élevé d'environ 3 points et que les B à w_{OPN} + 2 et + 3 coïncident plutôt avec ceux à w_{OPN} + 1 et + 4 du tableau I. Toutefois, toutes ces valeurs ne concordent pas avec les forts ru mesurés à Mondely sous une contrainte moyenne de l'ordre de 100 kPa.

Huit éprouvettes, découpées manuellement à l'aide du touret dans des carottes intactes prélevées dans le remblai hors du talus amont supérieur rive droite d'où aucune éprouvette non remaniée n'a été disponible

TABLEAU III Valeurs de B pour six éprouvettes remaniées de Mondely compactées statiquement (2 à 3 MPa). B values for six disturbed samples from Mondely dam. Static compaction (2 to 3 MPa).

W-W _{OPN}	1.1	+ 2			+ 3			.+5		
S _r initial		94 %			95 %			98 %		
okPa	100	200	500	100	200	500	100	200	500	
w _L = 45 à 55	- 0,1	0	0,2	0,15	0,25	0,5	0,2	0,4	0,6	

 TABLEAU IV
 Valeurs de B pour huit éprouvettes intactes de Mondely hors zone glissement.

 B values for eight undisturbed samples from Mondely dam, outside the slope failure area.

W-W _{OPN}		+1			+2		1	+ 3			+ 4	
S _r initial		92 %			96 %			97 %			99 %	
σkPa	100	200	500	100	200	500	100	200	500	100	200	500
$w_L = 30 a 45$				0,05	0,15	0,4	0,3	0,45	0,65			
w _L = 45 à 55	- 0,15	- 0,05	0,05							0,3	0,5	0,75

pour mesurer B, ont été soumises à une compression isotrope. Les résultats sont regroupés dans le tableau IV. Les échantillons à $w_{OPN} + 1$ et + 2 proviennent du talus amont inférieur et ceux à $w_{OPN} + 3$ et + 4 du remblai supérieur, amont rive gauche et aval.

A w_{OPN} + 3 et w_L < 45, B dépasse légèrement les valeurs du tableau I où S, est, toutefois, moins élevé de quelques points. Par contre, à w_{OPN} + 1 et + 2 les valeurs de B sont inférieures à celles du tableau I et aux mesures de ru dans le talus amont inférieur; ces dernières correspondent, pour une contrainte moyenne supérieure à 200 kPa (tenant compte de l'orientation des contraintes principales et de la surcharge due à la retenue), à plus ou moins w_{OPN} + 3 suivant w_L. Enfin, à w_{OPN} + 4 et w_L > 45, B est tres élevé par rapport aux tableaux I et III. On peut supposer que B atteint 0,5 sous 100 kPa pour des matériaux dont w_L < 45 et w = w_{OPN} + 4 à 5.

Le module de déformation déterminé sur deux échantillons intacts (argile et limon) du remblai supérieur soumis directement à un essai triaxial non consolidé non drainé dont cu = 50 kPa, est plus faible pour le limon que pour l'argile, ce qui confirme le rôle de la plasticité.

Pour les éprouvettes intactes de Mondely, toutefois peu nombreuses, le compactage chantier n'apparaît pas plus défavorable, en ce qui concerne B, que le compactage statique en laboratoire jusqu'à w_{\rm OPN} + 2. Audelà de w_{\rm OPN} + 2, le compactage chantier, tamping et vibrant, devient plus préjudiciable. Le pétrissage du premier entraîne notamment une réduction du module de déformation par rapport au compactage statique, tandis que le second accroît la densité sèche (et donc le degré de saturation) et l'étanchéité (moins de vides et surtout moins de gros pores) sans vraisemblablement améliorer le module. La circulation très intense des décapeuses dans le talus amont supérieur rive droite de Mondely a probablement entraîné une diminution des caractéristiques mécaniques, notamment de c' et du module, la baisse de ce dernier favorisant une nouvelle hausse des pressions interstitielles.

3.3.3

Mesures effectuées sur d'autres sites de barrage

Le degré de saturation des matériaux fins argileux humides compactés à l'aide d'un tamping (type Caterpillar 825) ne dépasse pratiquement pas 90 % quel que soit le nombre de passages et les pressions interstitielles élevées mesurées dans des barrages en terre pendant leur construction se dissipent relativement rapidement (Binquet, 1986; Poulain *et al.*, 1995; Alonso *et al.*, 1995).

Par contre, au barrage en terre homogène de Mirgenbach, situé au nord-est de la France et constitué de matériaux argileux humides dont $w_{\rm L} = 40$ à 60, $w = w_{\rm OPN} + 2$ à + 5, c' = 25 kPa et $\varphi' = 21^{\circ}$, un rouleau vibrant lisse a assuré le compactage (Dupas *et al.*, 1991). En fin de construction, en 1982, le talus amont et le talus aval ont glissé (Fig. 6, Nanda *et al.*, 1993); cette rupture a intéressé une hauteur de 13 m dont la base correspondait à la période pluvieuse de septembre 1981 précédant l'arrêt provisoire du chantier et où S_r atteignait 97 % (Doré, 1986). Il est probable que l'action intensive du vibrant ait aussi provoqué une baisse de la cohésion c' et du module. Les fortes pressions interstitielles impliquées par ce glissement





ont été révélées par seulement deux cellules sur dixsept, mais la stabilisation de la mesure peut nécessiter quelques mois.

Conclusion

Le mode de compactage est à prendre en considération lorsque l'utilisation de sols fins humides est envisagée pour la construction d'un ouvrage en terre. En laboratoire, certaines caractéristiques des éprouvettes préparées à l'aide d'une compression statique peuvent différer sensiblement de celles des matériaux subissant le pétrissage des rouleaux à pieds dameurs qui sont les plus utilisés pour ce type de sol. Les travaux de Daoud (1996) et de Kouassi (1998) ont confirmé que la perméabilité et le module de déformation sont plus élevés à la suite d'un compactage statique que d'un pétrissage.

L'analyse dans cet article des mesures du coefficient B en laboratoire et du coefficient ru de barrages en terre montre que les pressions interstitielles de construction dépendent aussi du mode de compactage, le statique provoquant moins de pressions interstitielles que le pétrissage et surtout que le rouleau vibrant lisse lorsque les matériaux sont très humides.

Les valeurs du coefficient B du tableau I concernent le compactage statique en laboratoire avec un degré de saturation initial S_r de 90 à 95 %. On peut considérer qu'elles correspondent également au compactage in situ à l'aide d'un rouleau à pieds dameurs avec S_r de 85 à 90 %, la baisse du module compensant celle de S_r. L'utilisation d'un rouleau vibrant lorsque les matériaux sont suffisamment humides (généralement w > w_{QPN} + 2 pour w_L = 30 à 60) entraîne des valeurs de B supérieures à celles du tableau I. Le compactage statique remanie peu le matériau tandis que le pétrissage et surtout la vibration détruisent des zones de contact et des zones d'écoulement préférentiel; de plus le vibrant réduit nettement le volume d'air. Dans le cas du glissement des deux barrages cités, il semble que les nombreux passages du vibrant sur les matériaux les plus humides de Mirgenbach et le vibrant associé au rouleau à pieds dameurs et à la circulation très intense des décapeuses

Bibliographie

Alonso E., Bernède T., Morlier P. – Effet sur la stabilité des barrages en terre homogènes d'une variation des principaux paramètres. *Revue française de géotechnique* n° 63, 1993, p. 23-37.

- Alonso E., Lautrin D., Poulain D., Brunel P., Miller H., Vigneau P., Lino M. – Pressions interstitielles de construction dans des barrages en terre. Première conférence internationale sur les sols non saturés, Paris, A.A. Balkema/Presses des Ponts et Chaussées, vol. 1, 1995, p. 251-256.
- Alonso E., Loudière D. Le barrage de Mondely: le comportement d'un remblai en argile humide difficile à cerner. Expérimentation et calcul en génie civil, EC97, Association universitaire de génie civil, Strasbourg, vol. 1, 1997, p. 193-200.
- Alonso E., Fry J.-J., Isambert F. Rupture et confortement du barrage en argile humide de Mondely et retour d'expérience. Commission internationale des grands barrages, 19^e congrès, Florence, 075-R49, 1997, p. 711-733.
- Q75-R49, 1997, p. 711-733. Arquié G., Morel G. – *Le compactage*. Eyrolles, Paris, 1988, 320 p.
- Auvinet G., Bouvard D. Pore size distribution of granular media. Proceedings of the International Conference on Micromechanics of Granular Media – Powders and Grains, Clermont-Ferrand, France, 1989, p. 35-40.
- Binquet J. Comportement en cours de construction des remblais argileux des barrages de Birm'Cherga, La Mornaghia, Sidi Salem, Bou Heurtma (Tunisie). Journées EDF Barrages en argile, 14 et 15 mai 1996, Chambéru 1996, 23 p
- 15 mai 1986, Chambéry, 1986, 23 p. Bowders J.J., Daniel D.E. – Hydraulic conductivity of compacted clay to dilute organic chemicals. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 113, n° 12, 1987, p. 1432-1448.
- Boynton S.S., Daniel D.E. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 111, n° 4, 1985, p. 465-478.
- Carpenter G.W., Stephenson R.W. Permeability testing in the triaxial cell. ASTM, Geotechnical testing journal, GTJODJ, vol. 9, n° 1, 1986, p. 3-9.
- Daoud F.Z. La perméabilité des sols fins compactés. Thèse soutenue à l'École nationale supérieure de géologie de Nancy, juin 1996, 194 p.
- Degoutte G., Poupart M., Alonso E.,

Bonelli S., Poulain D., Brodin J.-L., Brunel P., Tisserand C. – Retour d'expérience sur l'évolution des pressions interstitielles dans les barrages en terre. *Commission internationale des grands barrages*, 19^e congrès, Florence Q73-R45, 1997, p. 769-795.

- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J., Howat M.D. – Microstructure of a compacted silt. Canadian Geotechnical Journal, 33 (1), 1996, p. 150-158.
- Delage P., Fry J.-J. Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés. Revue française de géotechnique n° 92, 2000, p. 17-29.
- Doré M. Constatations, normes et résultats de compactage au barrage de Mirgenbach. Journées EDF Barrages en argile 14 et 15 mai 1986, Chambéry, 25 p.
- Dunn R.J., Mitchell J.K. Fluid conductivity testing of fine-grained soils. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 110. n° 11, 1984. p. 1648-1665.
- vol. 110, n° 11, 1984, p. 1648-1665.
 Dupas J.-M., Alonso E., Fry J.-J., Rizzoli J.L., Lemoullec D. – Projet et construction de remblais constitués de matériau de qualité médiocre. *Commission internationale des grands barrages*, 17^e congrès Vienne 067-82 1991 p. 27-61
- congrès, Vienne, Q67-R2, 1991, p. 27-61.
 Elsbury B.R., Daniel D.E., Sraders G.A.,
 Anderson D.C. Lessons learned from
 compacted clay liner. ASCE, Journal of
 Geotechnical Engineering, vol. 116,
 n° 11, 1990, p. 1641-1660.
- Garcia-Bengochea I., Lovell C.W., Altschaeffl A.G. – Pore distribution and permeability of silty clays. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 105, n° GT7, 1979, p. 839-856.
- Gurtug Y., Sridharan A. Prediction of compaction characteristics of fine-grained soils. *Géotechnique* 52, n° 10, 2002, p. 761-763.
- Holtz R.D., Kovacs W.D. Introduction à la géotechnique. Éditions de l'École polytechnique de Montréal (trad. J. Lafleur), 1991, 808 p.
- Kouassí P. Comportement des sols fins compactés : application aux remblais et aux ouvrages en terre. Thèse soutenue à l'université de Bordeaux 1, octobre 1998, 180 p.
- Kouassi P., Breysse D., Girard H., Poulain D. – A new technique of kneading compaction in the laboratory. ASTM Geo-

sur une partie du remblai de Mondely aient aussi conduit à une diminution des caractéristiques mécaniques des matériaux, notamment de la cohésion c' et du module.

La perméabilité et le module de déformation d'une part, les pressions interstitielles de construction d'autre part, évoluent en fonction de l'ordre suivant des modes de compactage : par compression statique, par impact, par pétrissage, par vibration. Le premier, qui *in situ* correspond assez bien aux rouleaux à pneus, entraîne moins de déformation et de pressions interstitielles et le dernier ou une combinaison des deux derniers peut permettre d'obtenir l'étanchéité maximale.

technical Testing Journal, vol. 23 (1), 2000, p. 72-82,

- Lambe T.W. The structure of compacted clay. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 84, n° SM2, 1958-a, p. 1654, 1 à 34.
- Lambe T.W. The engineering behavior of compacted clay. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol.84, n° SM2, 1958b, p. 1655, 1 à 35.
- Mitchell J.K., Hooper D.R., Campanella R.G. – Permeability of compacted clay. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 91 n° SM4, 1965, p. 41-65.
- Nanda A., Delage P., Nedjat N., Fry J.-J., Gatmiri B. – Évaluation de la sécurité des remblais en cours de construction: le code UDAM. *Revue française de géotechnique*, n° 62, 1993, p. 23-34.
- Olsen H.W. Hydraulic flow through saturated clays. 9th National Conference on clays and clay minerals, West Lafayette, Ind., vol. 9, 1962, p. 131-161.
- Olson R.E., Daniel D.E. «Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils ». ASTM, STP 746, Permeability and Groundwater Contaminant Transport, 1981, p. 18-64.
- Transport, 1981, p. 18-64. Poulain D. – Pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides. Thèse soutenue à l'université de Bordeaux 1, octobre 1993, 119 p.
- Poulain D., Alonso E., Girard H., Morlier P. – Développement des pressions interstitielles de construction dans les barrages en matériaux argileux humides. *Revue française de géotechnique*, n° 72, 1995, p. 35-54.
- Prapaharan S., White D.M., Altschaeffl A.G. – Fabric of field – and laboratory – compacted clay. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 12, 1991, p. 1934-1940.
- Seed H.B., Chan C.K. Structure and strength characteristics of compacted clays. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 85, n° SM5, 1959, p. 87-128.
- Wilson S.D. Suggested method of test for moisture-density relations of soils using Harvard compaction apparatus. ASTM, Special Technical Publication 479, Special procedures for testing soil and rock for engineering purposes, 1970, p. 101-103.

Étude de la migration du soluté d'un lixiviat dans un sol non saturé par la méthode TDR

Résumé

La protection de l'environnement nécessite la réalisation de systèmes étanches constitués de sol compacté pour le confinement des déchets. Afin de connaître les modes de migration de l'eau et des polluants dans ces systèmes, on présente les résultats d'une série d'essais d'infiltration dans une colonne de sol non saturé, équipée de sondes TDR.

La méthode TDR permet de suivre en même temps la teneur en eau et la conductivité électrique (ou l'impédance) d'un sol d'une manière continue. Des essais d'étalonnage des sondes sur six sols et trois lixiviats ont permis d'avoir de nouvelles relations entre la teneur en eau volumique (θ) du sol et sa constante diélectrique (ε). Ces relations, plus précises que celle de Topp et al. (1980), sont utilisées pour déterminer les profils hydriques. La relation établie entre la conductivité électrique et la concentration en éléments solubles du lixiviat permet la détermination des profils de concentration et la courbe de sortie de ces éléments. Ces courbes sont utilisées pour le calcul de la vitesse de convection et du coefficient de dispersion apparent. Les résultats des essais d'infiltration montrent que la perméabilité du sol et la diffusivité sont plus élevées lors de l'infiltration du lixiviat. La vitesse d'infiltration et la vitesse de convection, au sens de Darcy, sont supérieures à la vitesse de sortie du lixiviat. Les trois vitesses tendent vers une valeur commune qui dépend de la perméabilité du sol. L'application du modèle de Green et Ampt (1911) à l'infiltration montre que le front d'humidité avance plus vite que le front de pollution.

La méthode statistique (Mermoud, 1980) est appliquée aux profils d'humidité et aux profils de concentration pour le calcul du coefficient de dispersion apparent et de la vitesse de convection du soluté au cours de la saturation du sol. On remarque que le coefficient apparent de dispersion augmente au cours de la saturation. L'utilisation de la courbe de conductivité électrique du percolat et de la courbe d'évolution de la fraction soluble donne les mêmes résultats de calcul du coefficient de dispersion apparent.

L'utilisation des mesures TDR a permis la comparaison des paramètres de migration de l'eau et de soluté. On peut envisager le développement d'une méthode de mesure *in situ* de la perméabilité par infiltration.

Mots-clés : méthode TDR, sol non saturé, teneur en eau, succion, constante diélectrique, sorption.

I. ALIMI-ICHOLA L. GAIDI

Laboratoire URGC-Géotechnique INSA de Lyon Bât. J.C.A. Coulomb 3^e étage 34, av. des Arts 69621 Villeurbanne ibrahim.alimi-ichola@ insa-lyon.fr laouni.gaidi@insa-lyon.fr

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} février 2006.

Study of the solute migration through unsaturated soil using the TDR method

Abstract

The protection of the environment requires building waste containment systems made up of liners of compacted soil. In this paper, infiltration tests are carried out on soil columns equipped with TDR probes to investigate how water and pollutants migrate in the liners.

The TDR method is a technique to measure simultaneously the volumetric water content and the electrical conductivity (or the impedance) of the soil in a continuous manner. Using six soils and three different leachates, new relationships between the volumetric water content (θ) of the soil and its dielectric constant (ɛ) is established. These relationships appear to be more accurate than the one of Topp et al. (1980). They are used to determine water content profiles in a soil column. The relationship between the leachate solute concentration and the electrical conductivity allows to compute the solute concentration profiles in the soil column and the solute breakthrough curve. These curves are used to determine solute convection rate and solute apparent dispersion coefficient Infiltration test results show that the soil permeability and the diffusivity increase when the leachate is infiltrated. The infiltration rate and the solute convection rate are higher than the leachate outflow rate and the three rates yield to a same value which depends on the soil permeability. The Green and Ampt (1911) model applied to the infiltration shows that the movement of the wet front is faster than the movement of the pollution front.

The apparent dispersion coefficient and the solute convection rate are computed by applying the statistic distribution law to the moisture and the solute concentration profiles. It is observed that the apparent dispersion coefficient increases during the saturation of the sample. The electrical conductivity and the solute concentration of the percolated leachate are scaled with the initial values. The evolution curves of these scaled values with elapsed time are used to compute the apparent dispersion coefficient. There is little difference between the apparent dispersion values obtained with the scaled electrical conductivity evolution curve and the scaled solute concentration evolution curve.

The use of the TDR measurements allows comparison between solute and water migration parameters and the obtained results can be applied to *in situ* permeability measurements.

Key words: TDR method, unsaturated soil, water content, suction, dielectric constant, sorption.

la mise au point des méthodes de mesure des paramètres caractéristiques. Des modèles de conductivités hydrauliques et de profils hydriques permettent la prévision du mouvement d'eau et de la position de l'humidité dans la zone non saturée au cours d'une infiltration. Des chercheurs (Laryea *et al.*, 1982; Elrick *et al.*, 1983) ont alors appliqué les résultats de l'écoulement de l'eau pour décrire celui des polluants dans les milieux poreux non saturé. Pour comprendre le mouvement des polluants résidant ou arrivant dans une zone non saturée et le différencier de celui de l'eau, il est nécessaire de disposer d'une technique de suivi du polluant et de l'humidité dans cette zone.

Dans la zone non saturée, la migration des polluants est liée à la variation de la teneur en eau. Il existe une abondante littérature concernant la mesure de la teneur en eau. Plusieurs chercheurs dont (Topp *et al.*, 1980) ont montré au début des années 80 qu'il était possible de mesurer la teneur en eau volumique d'un

Introduction

La protection de l'environnement exige la construction de centres de stockage et de bassins de traitement des effluents. Les systèmes d'étanchéité de ces ouvrages ont fait l'objet d'importantes recherches sur leur capacité à limiter le flux de polluants. Mais la qualification des matériaux utilisés se fait uniquement par leur coefficient de perméabilité et ne prend pas en compte toute les propriétés liées à l'état de saturation des matériaux qui participent à la limitation de ce flux.

L'étude de la migration des polluants contenus dans un liquide dans un sol non saturé a pour but la description des modes de migration et la détermination des paramètres qui régissent le transfert. Ce transfert étant lié à celui de l'eau, il faut se référer aux études des écoulements dans les sols non saturés, qui ont permis sol θ (volume d'eau/volume du sol), en utilisant la réflectométrie dans le domaine temporel (TDR: *time domain reflectometry*). La conductivité électrique du sol dépend de la charge en ions de l'eau interstitielle. Cette charge en ions provoque l'atténuation du signal TDR et la mesure de cette atténuation sert à déterminer la conductivité électrique du sol. La rapidité des mesures par cette technique permet de suivre en temps réel la variation de l'humidité et de la conductivité électrique en un point choisi.

Dans ce travail, des essais d'infiltration d'un lixiviat de scorie de plomb sont réalisés sur des colonnes de sol équipées de sondes TDR pour obtenir les profils hydriques et les profils d'impédance. On déduit des profils d'impédance les profils de conductivité électrique. Au cours de l'infiltration, une mesure des volumes du liquide entrant et sortant est réalisée au cours du temps ainsi que celle de la conductivité électrique du percolat. Le débit de liquide sortant de la colonne donne le coefficient de perméabilité du sol. Des essais de sorption effectués sur les échantillons du sol sont utilisés pour établir la loi d'adsorption et déterminer le coefficient de distribution k, de l'ensemble des éléments solubles. Les résultats de tous ces essais servent à décrire le mouvement de l'eau et du soluté dans la colonne de sol.

Transferts d'eau dans un milieu poreux non saturé

Transferts d'eau dans un milieu poreux non saturé

L'écoulement de l'eau dans les sols saturés est décrit par la loi de Darcy. Cette loi a été modifiée par plusieurs chercheurs pour son application aux mouvements de l'eau dans les sols non saturés (Buckingham, 1907; Richards, 1931; Childs et Collis-George, 1950). Elle est alors écrite sous la forme généralisée :

$$q = -K(\theta) \operatorname{grad} h \tag{1}$$

où:

2

q est le flux, débit d'eau par unité de surface, qui traverse la zone non saturée (m³/m²/s);

 $K(\theta)$ est la conductivité hydraulique du milieu poreux non saturé (m/s), fonction de la teneur en eau volumique θ ;

h est le potentiel de l'eau dans le sol exprimé en mètre d'eau (m).

En absence d'effet thermique et d'effet osmotique, le potentiel h de l'eau dans le sol est la somme de deux termes :

 le potentiel matriciel ou succion matricielle s exprimée en kPa;

– le potentiel gravitaire z (m) qui représente l'action de la pesanteur ;

soit:

$$h = -\frac{u_a - u_w}{\gamma_w} + z = -\frac{s}{\gamma_w} + z \tag{2}$$

où:

 u_s la pression d'air et u_w la pression effective de l'eau.

La courbe de rétention est définie par la relation entre la succion s et la teneur en eau volumique θ . Childs et Collis-George (1948) ont défini la diffusivité de l'eau par:

$$D(\theta) = -K(\theta) \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial s}{\partial \theta}$$
(3)

Cette diffusivité est différente de la diffusion moléculaire de l'eau dans les pores. Elle permet la simplification du traitement mathématique des écoulements horizontaux dans les sols non saturés.

En introduisant dans l'équation de conservation de la masse la loi de Darcy généralisée (1), on obtient l'équation de Richards (1931) qui régit le mouvement d'eau dans les milieux poreux non saturés:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{1}{\gamma_w} div \left[K(\theta) grad(s(\theta)) \right] + \frac{\partial K}{\partial z} = div \left[D(\theta) grad\theta \right] + \frac{\partial K(\theta)}{\partial z}$$
(4)

Dans le cas d'un écoulement horizontal unidirectionnel suivant la direction x et en utilisant l'expression (3) de la diffusivité, l'équation (4) devient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = D(\theta) \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}$$
(5)

En associant à l'équation (5) les conditions aux limites suivantes :

- pour t=0 et x>0, $\theta=\theta_{_{l}}$ la teneur en eau volumique initiale;

- pour $t \ge 0$ et x = 0, $\theta = \theta_0$ la teneur en eau volumique finale;

et utilisant la transformation de Boltzmann : $x(\theta, t) = \eta(\theta)\sqrt{t}$ où $\eta(\theta)$ est le profil hydrique, Philip (1955) a proposé une solution de l'équation (5) sous la forme :

$$I = \int_{0}^{\eta_{0}} x(\theta, t) d\theta = \int_{0}^{\eta_{0}} \eta(\theta) d\theta \sqrt{t} = S(\theta_{P} \theta_{0}) \sqrt{t}$$
(6)

I (m) est l'infiltration cumulée à l'instant t dans le milieu poreux, lorsque la teneur en eau passe de $\theta_i \ge \theta_0$. $S(\theta_{i'}\theta_0)$ est la sorptivité du milieu poreux. Elle dépend de θ_i et θ_0 ou des succions correspondantes s_i et s₀. Philip utilise un développement du profil hydrique z(θ , t) en série de puissance de \sqrt{t} pour obtenir la solution de l'équation (4) dans le cas d'un écoulement vertical. Pour assurer la convergence de cette série, Philip introduit un rayon de convergence estimé par le temps t_{aray}:

$$t_{grav} = \left(\frac{S(\theta_i, \theta_0)}{K_0 - K_i}\right)^{\epsilon}$$
(7)

où:

 $S(\theta_{i'}\theta_{0})$ est la sorptivité, K_{0} est la conductivité hydraulique à θ_{0} et K_{i} la conductivité hydraulique à θ_{i} ;

 t_{grav} correspond au temps pour lequel l'influence des forces gravitaires et des forces capillaires sur le processus d'infiltration est du même ordre. Au-delà de t_{grav} Philip propose une solution asymptotique de la forme :

$$z(\theta, t) = z_{e}(\theta) + u_{e}(t)(t - t_{aray})$$
(8)

où $z_{\infty}(\theta)$ correspond au profil hydrique pour t très grand et u_i(t) est la vitesse de translation de $z_{\infty}(\theta)$.

En utilisant la transformation de Boltzmann: $z(\theta, t) = \eta(\theta)\sqrt{t}$, Green et Ampt (1911) définissent le profil hydrique par:

$$\boldsymbol{\Theta} = \begin{cases} \boldsymbol{\Theta}_0, \cdots \boldsymbol{\Theta} \leq \boldsymbol{\eta} \leq \boldsymbol{\eta}_G \\ \boldsymbol{\Theta}_i, \cdots \cdots \boldsymbol{\eta} \geq \boldsymbol{\eta}_G \end{cases}$$
(9)

avec $\eta_G = \frac{S(\theta_i, \theta_0)}{\theta_0 - \theta_i}$ valeur moyenne de η entre θ_i et θ_0 .

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 11 Pour une infiltration cumulée $I_{z'}$ la profondeur z_G du front d'humidité est alors donnée par (Elrick *et al.*, 1983) :

$$z_G = \frac{I_z}{(\theta_0 - \theta_i)} \tag{10}$$

L'équation (10) permet le suivi de la pénétration du front de l'humidité au cours de l'infiltration.

2.2

Transfert de soluté dans un milieu poreux non saturé

Le transfert de soluté dans un milieu poreux est décrit par un mouvement de convection et de dispersion. Le débit de soluté par unité de surface q_s lorsque la concentration du soluté transporté est C, est donné par:

$$q_s = -D_d \theta gradC + qC \tag{11}$$

où D_d est le coefficient de dispersion du soluté, θ la teneur en eau volumique du milieu poreux, q le débit de liquide par unité de surface donné par l'équation (1) et C sa concentration en soluté.

Lorsqu'on admet qu'au cours du transfert de soluté il n'y a ni disparition ni apparition de matière, par application de la loi de conservation de la masse de soluté, l'équation de transfert de soluté dans le cas d'un mouvement unidirectionnel s'écrit :

$$\frac{\partial(\Theta C)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_d \Theta \frac{\partial C}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial x} (qC) \tag{12}$$

Lorsque le flux q et la teneur en volumique θ prennent des valeurs constantes, l'équation (12) devient :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_d \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x}$$
(13)

où $u = \frac{q}{\theta}$ est appelé vitesse moyenne de pore qui

représente la moyenne globale des vitesses microscopiques de l'eau dans le volume total du sol. Dans cette définition, on suppose que toute l'eau du sol participe au mouvement du soluté et correspond au flux de Darcy (Gaudet, 1978; Mermoud, 1982).

Dans certains sols, le bilan de masse est perturbé par les échanges entre la solution et la matrice poreuse. Cette dernière peut soit fixer les ions (adsorption), soit en libérer (désorption). Ce phénomène d'adsorptiondésorption est caractérisé par la cinétique et l'isotherme de sorption. Si S représente la concentration de la phase adsorbée par unité de masse de sol, en régime hydrodynamique permanent, l'équation (13) est alors remplacée par :

$$\frac{\rho}{\theta}\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial C}{\partial t} = D_d \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x}$$
(14)

avec p: masse volumique apparente du sol.

La détermination de la fonction S dépend de la cinétique et des isothermes d'échanges. Les isothermes les plus utilisées sont les relations de Freundlich:

$$S = k_d C^N$$
 (15)
et l'isotherme linéaire (cas N = 1):

$$S = k_d C \tag{16}$$

 ${\bf k}_{\rm d}$ et N sont des coefficients empiriques fonction du sol et du type de soluté.

En introduisant la relation (15) dans l'équation (14), l'équation de transfert d'un soluté avec sorption d'ions s'écrit:

$$R(C)\frac{\partial C}{\partial t} = D_d \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + u\frac{\partial C}{\partial x}$$
(17)

en posant $R(C) = \frac{\rho}{\theta} Nk_d C^{N-1} + 1$. R(C) est appelé la fonction de retard.

En associant à l'équation (14) les conditions aux limites suivantes :

- pour t = 0 et x > 0, C = 0 la concentration initiale de soluté nulle dans l'eau interstitielle;

- pour t ≥ 0 et x = 0, C = C₀ la concentration du soluté dans la solution infiltrée;

la solution de l'équation de transfert de soluté par convection-dispersion s'écrit:

$$\frac{C(x,t)}{C_0} = \frac{1}{2} \left[erfc\left(\frac{x-ut}{\sqrt{4D_d t}}\right) + \exp\left(\frac{ux}{D_d}\right) erfc\left(\frac{x+ut}{\sqrt{4D_d t}}\right) \right]$$
(18)

où *erfc(x)* est la fonction erreur complémentaire définie par :

$$erfc(x) = 1 - erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{x}^{\infty} \exp(-y^{2}) dy$$
 (19)

La relation (18) donne la distribution de la concentration du soluté dans l'eau interstitielle à l'instant t. Cette relation est utilisée pour la recherche des deux paramètres u (vitesse de pore) et D_d (coefficient de dispersion) par calage aux mesures des profils de concentration. Le deuxième terme du second membre de la relation [18] étant petit devant le premier terme peut être négligé. La concentration relative $\frac{C(x,t)}{C_0}$ est égale à :

$$\frac{C(x,t)}{C_0} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(\frac{x - ut}{\sqrt{4D_d t}}\right) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{x - ut}{\sqrt{2D_d t}}}^{\infty} e^{-\frac{1}{2}(s^2)} ds = 1 - F(z) \quad (20)$$

avec: $F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x} e^{-\frac{1}{2}(s^2)} ds$

La fonction \overline{F} définit une loi de Gauss sous la forme réduite ($s = \frac{x - \overline{x}}{\sigma}$). Le rapport $\frac{C}{C_0}$ suit une loi de distribution 1 - F(x) ayant pour valeur moyenne $\overline{x} = ut$ et pour écart type $\sigma = \sqrt{2D_d t}$. La méthode statistique (Mermoud, 1978) utilise ces deux paramètres de distribution pour la détermination de la vitesse moyenne de pore u et du coefficient de dispersion D_d .

Lorsque le transfert de soluté est purement convectif, la profondeur du soluté après une infiltration cumulée I_z est donnée par la relation (10). Lorsqu'il y a adsorption de soluté par la matrice poreuse au cours du transfert, Laryea *et al.* (1982) proposent, pour l'obtention de la profondeur du soluté, la relation suivante:

$$z_s^R = \frac{I_z}{R\Theta_s} \tag{21}$$

R est la fonction de retard et $\boldsymbol{\theta}_s$ la teneur volumique de saturation.

Le résumé bibliographique ci-dessus donne les éléments qui permettent la détermination des paramètres de transport de l'eau et du soluté dans un milieu poreux. L'utilisation de ces méthodes nécessite la connaissance des profils d'humidité et de concentration des solutés obtenus dans ce travail par la méthode TDR.

Matériels et méthodes

3.1

Caractérisation du sol d'essai

Pour limiter la durée des essais, un sol dont la perméabilité n'est pas trop faible (k > 10^{-8} m/s) est recherché. Il doit présenter quelques propriétés d'adsorption pour observer l'influence des échanges avec la matrice poreuse sur le mouvement du soluté. Après des essais d'identification sur plusieurs sols et plusieurs échantillons, le tout-venant fourni par la CASEMA (Bourg-Achard) a été retenu. Les caractéristiques géotechniques du sol utilisé sont données dans les tableaux I et II. Les résultats des essais de compactage donnent une teneur en eau optimale de 12 % pour une densité sèche de 1,9. D'après sa courbe granulométrie et ses limites d'Atterberg, le sol s'identifie à un sable argileux dans la classification LCPC.

Les échantillons utilisés sont écrêtés à 5 mm. Pour obtenir une perméabilité de l'ordre 10⁻⁷ m/s, le sol d'essai est compacté à une densité sèche égale à 1,6.

TABLEAU I	Granulométr Grain size dist	ie du sol. ribution.	
Gravier (>5mm)	Sable (>2mm)	Fines (< 0,080 mm)	Argile (< 2 µm)
6%	8%	76 %	21 %

 TABLEAU II
 Paramètres de consistance (les limites d'Atterberg).

 Soil consistance parameters (Atterberg limits).

Teneur	Limite de	Limite de	Indice de	Indice de
en eau	liquidité	plasticité	plasticité	consistance
naturelle	w _p	w _t	I _p	I _c
12 %	33 %	20 %	13 %	11 %

La succion du sol est mesurée à différentes teneurs en eau par la méthode du papier filtre et la méthode d'adsorption-désorption de la vapeur d'eau, pour la détermination de la courbe caractéristique de rétention d'eau. L'ensemble des résultats de mesures et la courbe ajustée selon le modèle de Van Genuchten (1980) sont représentés sur la figure 1. L'équation semi-empirique qui donne la relation entre la teneur en eau volumique θ et la pression effective *h* de l'eau du sol exprimée en centimètre d'eau est:

$$\Theta(h) = \Theta_r + \frac{\Theta_s - \Theta_r}{\left(1 + (\alpha h)^n\right)^m}$$
(22)

θ_r: teneur en eau volumique résiduelle ;

 θ_s : teneur en eau volumique de saturation (h = 0); α , n et m: les paramètres du modèle.

Avec ce modèle on détermine la teneur en eau volumique à *h* nul (θ_s) et la teneur en eau résiduelle à forte succion θ_r .



Les valeurs des paramètres du modèle obtenues à partir des points expérimentaux sont données dans le tableau III.

TABLEAU III	Paramètre Van Genuc	es de V hten pa	an Genuch rameters.	iten.	
	θ_r	θ	α (cm ⁻¹)	m	n
Sable argileux	0,024	0,35	0,01	0,28	1,388

Description de la méthode de réflexion dans le domaine temporel (TDR)

La méthode TDR est basée sur la mesure du temps de parcours (t) et de l'atténuation de l'amplitude d'une onde électromagnétique envoyée le long d'une ligne de transmission (TL). Cette ligne de transmission représente la sonde de mesure. Le principe de la mesure est développé par Topp *et al.* (1980), qui ont montré que pour plusieurs types de sols, il existe une relation générale empirique $\theta = f(\epsilon)$ qui relie la teneur en eau volumique $\theta(m^3/m^3)$ et la constante diélectrique du sol (ϵ) et qui est de la forme :

 $\theta = -0.053 + 0.029\epsilon - 5.5.10^{-4}\epsilon^2 + 4.3.10^{-6}\epsilon^3$ (23)

La constante diélectrique est obtenue à partir du temps de transit (t) d'une onde électromagnétique à travers le sol, le long de la sonde de longueur L; soit :

$$\varepsilon = \left[\frac{c \cdot t}{2L}\right]^2 \tag{24}$$

où c (m/s) est la vitesse de la lumière dans le vide.

Dans les appareils commerciaux, le terme [ct/2] est attribué à la longueur apparente de la ligne de transmission et noté l. Le rapport entre l'amplitude du signal réfléchi et l'amplitude du signal incident est mesuré comme la réflexion verticale, appelée coefficient du voltage réfléchi (ou coefficient de réflexion). Il est utilisé pour déterminer l'impédance de la ligne de transmission. Ce coefficient est défini par:

$$\rho = \frac{R_L - Z_0}{R_L + Z_0}$$
(25)

où Z₀ est l'impédance du câble de liaison et égal à 50 Ω et R₁ est l'impédance du sol. La mesure de l'amplitude du signal pour t $\rightarrow \infty$ donne la valeur de p. La valeur de R₁ peut donc être calculée à partir de l'équation (25). La conductivité électrique du sol est calculée par l'intermédiaire de la constante géométrique K_c de la sonde. Cette constante géométrique est déterminée en immergeant la sonde dans une solution de conductivité électrique σ_a connue. On écrit alors (Nadler *et al.*, 1991):

$$K_c = \sigma_a (25 \,^\circ \text{C}) \cdot R_L / f_t \tag{26}$$

où R_L est l'impédance de la solution donnée par la mesure TDR et f_i le coefficient de correction de la température.

La conductivité électrique du sol imprégné de la solution est aussi donnée par l'équation (26). Dans ce cas, l'impédance $\rm R_L$ est l'impédance du sol obtenue par la méthode TDR.

Les sondes utilisées sont à trois tiges parallèles de longueur 80 mm et de diamètre 3 mm avec une longueur de câble de 2,50 m. Le signal émis par un testeur de câble (Tektronix (OR) 1502B) est récupéré à l'aide d'un logiciel d'acquisition sur un ordinateur.

3.3

Étalonnage de la méthode TDR : constante diélectrique

Afin d'améliorer la précision des mesures TDR au cours des essais d'infiltration, des mesures simultanées de la teneur en eau volumique θ et de la constante diélectrique ε ont été réalisées sur des échantillons de sol. Les essais d'étalonnage ont été effectués pour des teneurs en eau massiques allant, généralement de 0 à 17 % pour le sable argileux de la carrière de la CASEMA (Bourg-Achard), de 0 à 22 % pour le limon de Givors et de 0 à 28 % pour l'argile du Gault. On a aussi utilisé trois types de bentonites avec des teneurs en eau massiques comprises entre 26 et 195 %. Au cours des essais d'étalonnage des sondes, de l'eau déminéralisée et trois lixiviats (de mâchefer, de scories de plomb et de Refiom) ont été utilisés.

Afin de se conformer aux études de Topp *et al.* (1980), Roth *et al.* (1990), Nadler *et al.* (1991), Jacobsen et Schjonning (1993), Weiller *et al.* (1998), les points expérimentaux formés par les couples (θ , ε), ont été utilisés pour établir une nouvelle relation polynomiale de 3^e degré représentant la courbe d'étalonnage des sondes TDR. La nouvelle relation avec le sable argileux et le lixiviat de scorie est:

$$= -0.0428 + 0.0324\epsilon - 0.0015\epsilon^2 + 4.10^{-5}\epsilon^3 \qquad (27)$$

La figure 2 donne une représentation de cette loi avec tous les points expérimentaux utilisés. La courbe en pointillé représente les valeurs obtenues avec la relation de Topp *et al.* Les points expérimentaux s'écartent de la relation de Topp dès qu'on dépasse une teneur en volumique de 10%. La nouvelle relation sera dorénavant utilisée pour le calcul de la teneur en eau volumique du sol, une fois la constante diélectrique déterminée à partir du signal TDR.

Meddahi et al. (1993) ont montré qu'il était possible de déterminer la courbe d'élution (courbe de variation de la concentration en fonction du volume sorti) d'un traceur non réactif en utilisant la méthode TDR. En effet en admettant qu'il existe une relation linéaire entre la conductivité électrique apparente d'une couche de sol d'épaisseur L et la concentration C en soluté de l'eau interstitielle (Kachanoski et al., 1992), on peut écrire :

$$\sigma_L = \alpha.C + \beta$$

où α et β sont deux constantes empiriques.



Si M_L désigne la masse de soluté par unité de surface dans la couche d'épaisseur L, on peut écrire : $M_L = \theta LC$ (29)

θ étant la teneur en eau volumique de la couche.

Si $M_{L^{tl}}$ est la masse totale par unité de surface du traceur dans l'épaisseur L avant une nouvelle injection et $M_{L^{t0}}$ la masse totale par unité de surface après une injection à l'instant t₀, l'apport en masse de soluté dans la couche est donné par:

$$M_{L,t_0} - M_{L,t_0} = (\sigma_{L,t_0} - \sigma_{L,t_0}) \left(\frac{\theta L}{\alpha}\right)$$
(30)

 $\sigma_{L,L}$ est la conductivité électrique apparente de la couche à l'instant t_i et σ_{L,t_o} la conductivité électrique apparente après l'injection à t_0 . Si le sol est totalement lessivé à l'instant initial, $M_{Lti} = 0$. A un instant $t > t_0$ la conductivité électrique apparente évolue dans la couche pendant la propagation du traceur. La masse totale du traceur s'écrit alors :

$$M_{L,t} = (\sigma_{L,t} - \sigma_{L,t}) \left(\frac{\Theta L}{\alpha}\right)$$
(31)

La masse relative de traceur dans la couche à l'instant t est:

$$M_{L,R}(t) = \frac{M_{L,t}}{M_{L,t_0}} = \left[\frac{\sigma_{L,t} - \sigma_{L,t_0}}{\sigma_{L,t_0} - \sigma_{L,t_0}}\right]$$
(32)

A partir de la relation (26) on exprime les conductivités électriques σ_{L^2} du sol en fonction des impédances R_{L^2} . En introduisant les expressions obtenues dans la relation (32), la masse relative de soluté retenue dans la couche à l'instant t, sur l'épaisseur L, s'écrit:

$$M_{L,R}(t) = \left[\frac{R_{L,t}^{-1} - R_{L,t_{t}}^{-1}}{R_{L,t_{0}}^{-1} - R_{L,t_{t}}^{-1}}\right]$$
(33)

La relation [33] permet la détermination de la masse relative de soluté résident dans le sol par la mesure de l'impédance initiale du sol $R_{Ll'}$ de l'impédance minimum du sol R_{Ll_b} et de l'impédance à l'instant t $R_{Ll'}$

Étalonnage de la méthode TDR : fraction soluble

Du fait de la complexité chimique du lixiviat de scorie infiltré, on a préféré dans ce travail se contenter en première analyse, d'une approche globale où les solutés sont caractérisés par la mesure plus simple de leur fraction soluble *FS*. C'est également cette fraction soluble qui affecte la conductivité électrique de la solution que mesure la sonde TDR.

La détermination de la fraction soluble FS du lixiviat est obtenue par la pesée de 25 cm3 de lixiviat dans un bécher de 50 cm3 avant et après une évaporation complète du liquide dans l'étuve à 105 °C. Des mesures de conductivité électrique o par la méthode TDR et de la fraction soluble sont réalisées sur des dilutions du lixiviat de scorie. Les valeurs des fractions solubles des dilutions et leurs conductivités électriques sont rapportées aux valeurs initiales pour obtenir les paramètres relatifs FS/FS_0 (FS_0 et σ_0 étant les valeurs initiales). Les points expérimentaux représentés sur la figure 3 par les couples (o/o, FS/FS), sont utilisés pour déterminer la corrélation entre la conductivité électrique et la fraction soluble. La relation polynomiale de 4e degré permet l'ajustement des points avec un bon coefficient de corrélation : $R^2 = 0.9745$.

$$FS/FS_0 = 9,4223\sigma/\sigma_0^4 - 17,047\sigma/\sigma_0^3 + 9,5933\sigma/\sigma_0^2 - 0,8566\sigma/\sigma_0 + 0,0454$$
(34)

Cette relation permet la détermination des profils de fraction soluble au cours de l'infiltration par la mesure de la condu ctivité électrique du sol.



FIG. 3 Relation entre la conductivité électrique relative et la fraction soluble relative. Relationship between the scaled solute concentration and the scaled electrical conductivity.

Études expérimentales

Les études expérimentales ont pour but la description de la migration des polluants du lixiviat de scories dans le sol non saturé. Des essais de sorption sont réalisés sur des échantillons du sable argileux pour mettre en évidence la cinétique d'adsorption et caractériser les isothermes d'adsorption. Des essais d'infiltration sont réalisés sur des colonnes de sable argileux de Bourg-Achard (sols 1 et 2) sous faibles charges hydrauliques pour limiter la vitesse d'écoulement. La théorie de la convection-dispersion sera appliquée aux résultats pour évaluer les paramètres qui régissent la migration des polluants.



Étude du phénomène de sorption du sable argileux

Le principe de détermination de la cinétique sorption consiste à mettre une certaine masse M_s de sol sec dans un volume V de la solution de concentration initiale C_o puis de mesurer la variation de cette concentration en ions au cours du temps par prélèvement et titrage. Le prélèvement et le titrage sont réalisés jusqu'à atteindre l'équilibre de sorption à la température ambiante de la pièce climatisée. La masse initiale $C_o \times V$ grammes de l'espèce chimique considérée mise en contact avec la masse M_s de sol sec devient au temps $t_i C_i \times V$ gramme. Donc la quantité S, adsorbée par unité de masse sèche est :

$$S = \frac{(C_o - C_i)V}{M_s} \text{ (mg/kg de sol sec)}$$
(35)

Cette procédure de l'essai de cinétique de sorption est celle utilisée par Garcia Delgado (1996).

Comme on l'a dit plus haut, on considère ici globalement la fraction soluble. La figure 4 représente la variation temporelle de la concentration relative de la fraction soluble lors de l'essai de sorption. Sur cette figure, on remarque que la concentration relative en soluté diminue rapidement pour atteindre une valeur relative de 0,85 au bout de 10 minutes. Il s'agit donc d'une cinétique non instantanée. Au-delà de cette durée, la concentration relative reste quasi constante autour d'une valeur de 0,83. Cette quasi-stabilité montre que l'équilibre des échanges entre les ions de la solution et la matrice solide est pratiquement atteint.



L'essai de cinétique d'adsorption est réalisé pour plusieurs valeurs de concentration initiale C_0 selon la méthode utilisée par Rowe *et al.* (1988) et Garcia Delgado (1996). La figure 5 représente la variation de la concentration d'équilibre dans la solution en fonction de la concentration initiale en fraction soluble. Les points expérimentaux dans cette représentation sont bien alignés et peuvent être représentés par une droite de régression avec un coefficient de corrélation de 0,99. Les isothermes de sorption peuvent donc être interprétés par le modèle linéaire de Freundlich. La pente de cette droite de régression est utilisée pour le calcul du coefficient de distribution k_d. La valeur de ce coefficient pour la fraction soluble est relativement faible : k_d = 0,345 ml/g.



FIG. 5 Relation entre la concentration d'équilibre et la concentration initiale. Relationship between the solute equilibrium concentration and initial concentration.

Étude de l'infiltration du lixiviat de scories

4.2.1

Appareillage d'essais d'infiltration

L'essai d'infiltration est réalisé sur une colonne de sable argileux. Cette colonne d'une hauteur de 550 mm est composée d'anneaux de 50 mm de haut et de 106 mm de diamètre. Le sol mouillé à la teneur en eau désirée est compacté dans chaque anneau à une densité sèche fixée (Alimi et Gaidi, 1999). La densité réelle de compactage est déterminée à la fin de l'essai. Lors du compactage du sol, dix anneaux ont été équipés de sondes TDR. Le schéma de la colonne est donné sur la figure 6.

L'infiltration est effectuée sous une charge constante h_0 de 10 cm appliquée à l'entrée supérieure de la colonne. La moyenne des teneurs en eau de compactage est 9,3 % et celle des densités sèches est 1,6. La charge h_0 est donnée par la bouteille de Mariotte et le volume infiltré est régulièrement lu sur cette bouteille. L'essai d'infiltration est arrêté lorsque 1,5 fois le volume des vides du sol de la colonne est récupéré. Les mesures des sondes TDR sont enregistrées sur un ordinateur à intervalle de temps régulier, toutes les minutes au début de l'essai et toutes les 15 minutes après 3 heures d'infiltration.



4.2.2

Résultats des essais d'infiltration

Les résultats des essais d'infiltration comprennent la courbe d'infiltration, les profils hydriques, les profils d'impédances et la courbe de sortie du liquide. L'analyse de ces différentes courbes permet la description du mouvement de l'eau et du soluté à l'entrée, à l'intérieur de la colonne et à la sortie. Ces courbes seront associées à des modèles théoriques pour la détermination des paramètres de ces modèles et pour apprécier leur domaine de validité.



Analyse de la courbe d'infiltration

Les volumes cumulés obtenus sont tracés en fonction du temps (Fig. 7). La courbe d'infiltration (V = f(t)) de cette figure montre qu'il s'agit bien d'une infiltration régulière, caractérisée par une montée rapide au début



de l'essai. Cette rapidité résulte de la forte succion du sol dans son état initial (Alimi et Gaidi, 1999); on observe ensuite une progression linéaire de l'infiltration avec le temps. Le régime permanent est atteint au bout de 5 heures d'infiltration.

L'infiltration cumulée est calculée à partir du volume V infiltré à l'instant t par : I = V/A (À étant la section de la colonne de sol). Sur la figure 8 les valeurs de l'infiltration cumulée sont représentées en fonction de (\sqrt{t}). Dans le diagramme (\sqrt{t} ; I) le modèle de Philip représenté par l'équation (6) est une droite dont la pente est la sorptivité du sol. On remarque que les points d'infiltration peuvent être représentés par une demi-droite jusqu'à une durée de 30 minutes avec un bon coefficient de corrélation R (au-dessus de 98 %). Au-delà de cette durée, la courbe d'infiltration ne peut plus être représentée par ce modèle. D'après la théorie de l'infiltration, l'écart entre les points expérimentaux et la relation (6) provient de l'influence de la dimension de l'échantillon et surtout de celle de la gravité sur l'écoulement puisque la quantité infiltrée est plus importante que celle prédite par le modèle. Néanmoins, on peut déduire de la valeur de la sorptivité, la diffusivité du lixiviat dans le sol au début de l'essai. On constate que la diffusivité du lixiviat (D = $1,65.10^{-6}$ m²/s) est plus élevée que celle de l'eau (D = $1.6.10^{-7}$ m²/s) dans les mêmes conditions d'infiltration dans le sol étudié (Gaidi, 2002). Ce résultat prouve que le lixiviat modifie la capacité d'adsorption du sol d'où le changement de la valeur de la diffusivité. Le tableau IV présente les valeurs de la vitesse d'infiltration v, en régime permanent, de la vitesse d'infiltration initiale v., de la vitesse à la sortie de la colonne v, de la sorptivité $S(\theta_i, \theta_o)$ et de la diffusivité D. On remarque que la vitesse initiale aux premiers instants de l'infiltration est 10 fois plus élevée que la vitesse d'infiltration en régime permanent et que la vitesse de sortie du percolat. La vitesse d'infiltration peut donc surestimer le coefficient de perméabilité d'un sol si la durée de l'essai n'est pas suffisante.



Infiltration curve with square root of time.

TABLEAU IV Paramètres hydrodynamiques du sol. Soil hydrodynamic parameters.

Vitesse	Vitesse	Vitesse	$\begin{array}{c} Sorptivité\;S(\theta_{\mu}\theta_{0})\\(cm/s^{1/2}) \end{array}$	Diffusivité
v _o (m/s)	v _i (m/s)	v _s (m/s)		D (m²/s)
3,36 × 10-05	3,67×10 ⁻⁰⁵	5,1×10 ⁻⁰⁶	0,075	1,65 10-6

Analyses des profils hydriques et de l'impédance dans la colonne de sol

On présente sur la figure 9 les profils hydriques au cours de l'infiltration du lixiviat de scories. A l'instant t = 10 minutes, l'augmentation de la teneur en eau volumique à la profondeur 12,5 cm signifie que l'humidité a atteint cette profondeur. A l'instant t = 1,5 heure, la teneur en eau en bas de la colonne (sonde 10) commence à croître. Le profil hydrique à l'instant t = 2,67 heures correspond au début de la sortie du liquide du bas de la colonne de sol. Pendant que le lixiviat percole à travers la colonne, les profils hydriques continuent à évoluer. Cette évolution montre que le sol continue à retenir une partie du liquide infiltré. A partir de 4,17 heures, le sol a atteint sa teneur en eau volumique d'équilibre. Cette teneur en eau d'équilibre est proche 0,36 m³/m³. Cette valeur représente 90 % de la porosité du sol compacté à une densité sèche γ_d/γ_w égale à 1,6. On obtient alors une distribution uniforme des teneurs en eau dans la colonne de sol. Cette allure du profil hydrique montre que l'infiltration du lixiviat n'entraîne plus une augmentation de la teneur en eau: toute la quantité d'eau infiltrée est relâchée en quantité analogue. La valeur de cette teneur en eau est en accord avec la valeur donnée par le modèle de Van Genuchten lorsque la succion est nulle. Apparemment la présence de soluté dans l'eau ne modifie pas la courbe de rétention de l'eau au cours de l'imbibition.



Nous avons également tracé les courbes de variation spatio-temporelle de l'impédance lors de l'infiltration. La diminution de l'impédance du sol correspond à l'augmentation de la quantité d'ions en solution dans le liquide interstitiel (Fig. 10). Après 40 minutes d'infiltration, les profils d'impédance sont moins étalés que les profils hydriques. Il y a donc une accumulation d'ions plus importante dans la partie supérieure de la colonne. Après 1,5 heure d'infiltration, quand l'humidité atteint le bas de la colonne, les profils d'impédance deviennent aussi étalés que les profils hydriques sur les 40 premiers centimètres. Il n'y a plus de retard entre le mouvement de l'humidité et celui des polluants en solution. Au début de la sortie du lixiviat de la colonne de sol, l'impédance du sol des 10 premiers centimètres ne varie plus tandis que celle du sol des 10 derniers centimètres continue à diminuer. La concentration en ions de l'eau interstitielle des 10 derniers centimètres continue à augmenter.



Les profils d'impédance de la figure 10 permettent la détermination de l'impédance initiale du sol $R_{L,t}$, de l'impédance minimum du sol R_{Lt_0} et l'impédance à l'instant t R_{Lt} à une profondeur L donnée. On peut donc calculer la masse relative de soluté retenue à l'instant t, au-dessus de la profondeur L à l'aide de la relation (33) (Meddahi *et al.*, 1993). L'étude de l'évolution de cette masse relative dans le temps permet la détermination du temps nécessaire pour la saturation en soluté de l'épaisseur L du sol. C'est le temps nécessaire pour que le flux de polluant qui arrive à la profondeur L la traverse entièrement. La valeur de ce temps est un paramètre d'appréciation de l'efficacité d'une barrière étanche d'épaisseur L.

L'évolution de masse relative de soluté retenue est représentée sur la figure 11 pour les profondeurs 125, 275 et 475 mm. On remarque qu'effectivement la pollution atteint le bas de la colonne après une heure



FIG. 11 Évolution de la masse de soluté retenue dans le sol sur une profondeur donnée. Retained pollutant change at different soil depths.

d'infiltration. La capacité de rétention des 12 premiers centimètres est atteinte au bout de 8 heures alors qu'il faut deux fois plus temps pour atteindre la limite de rétention du sol sur la profondeur de 47 cm. Ce résultat montre que l'épaisseur d'une couche participe à la limitation de la transmission des polluants au milieu récepteur. On ne considère actuellement que la valeur de la perméabilité du sol pour le choix des matériaux d'étanchéité. Le temps de transfert augmente quand l'épaisseur de la couche augmente. On remarque que le sol continue à jouer le rôle d'un filtre 15 heures après la sortie du liquide de la colonne. Les mesures TDR permettent la mise en évidence du rôle complexe d'une couche d'étanchéité.



Étude du mode de migration des polluants dans le sol

La connaissance du mode de migration des polluants dans les sols permet la mise au point d'un bon outil de prévision du flux transféré à travers une couche. Les modèles de transfert par convection ou par convection-dispersion sont utilisés pour le transfert des solutés dans les sols saturés. Mais lorsque le transfert a lieu dans un sol non saturé, différents phénomènes de partage apparaissent, partage de l'eau entre phase mobile et phase immobile, partage des solutés par sorption-désorption, et influencent le mode de migration. Pour décrire les modes de transfert des solutés au cours de la saturation on analyse les profils de concentration.

Le volume du percolat recueilli au cours du temps est utilisé pour le calcul du coefficient de perméabilité. Ce coefficient de perméabilité est comparé à la vitesse d'infiltration et à la vitesse de convection du soluté (vitesse de pore). On peut alors relever les écarts entre les paramètres hydrodynamiques déterminés à partir des courbes d'entrée du liquide dans le sol et les paramètres du mouvement du liquide dans le sol.

La solution (18) de l'équation de transfert de soluté pour une profondeur égale à la longueur de la colonne, donne l'évolution de la concentration en soluté à la sortie de la colonne et permet l'estimation du coefficient de dispersion. Ce coefficient de dispersion peut être comparé à celui obtenu à l'aide des profils de concentration.

Analyse des profils de concentration

La relation (34) est utilisée pour le calcul de la fraction soluble à partir des mesures de la conductivité électrique du sol. Les profils de fraction soluble relative FS/FS_o obtenus par ces calculs, sont représentés sur la figure 12. Durant les trois premières heures d'infiltration, les valeurs de la fraction soluble augmentent principalement dans la partie supérieure même après la sortie du lixiviat de la colonne de sol. La concentration de soluté dans le liquide interstitiel est constante sur les 12 premières centimètres mais change au cours du temps. L'allure des profils de fraction soluble relative montre que la migration des polluants se fait par convection-dispersion après 40 minutes d'infiltration. Dès la sortie du lixiviat de la colonne de sol, on constate une accumulation des polluants dans la partie basse. Après 6 heures d'infiltration, le mouvement de convection devient prépondérant. Donc durant la saturation de la colonne de sol, la nature du mouvement de transport de polluant change. Le mouvement des polluants est purement diffusif les premières minutes d'infiltration, puis convectif-dispersif pour devenir purement convectif. La durée de chaque mode de migration doit dépendre de la nature du sol.



En comparant les profils hydriques (Fig. 9) aux profils de fraction soluble relative (Fig. 12), on constate qu'après 10 minutes d'infiltration, l'humidité est arrivée à la profondeur 12,5 cm alors que l'augmentation de la fraction soluble n'apparaît que sur 2,5 cm. Lorsque la teneur en eau d'équilibre est atteinte au bout de 4,17 heures d'infiltration, la fraction soluble du liquide interstitiel n'a pas encore atteint sa valeur d'équilibre sur toute la hauteur de la colonne de sol. Elle n'est atteinte sur toute la hauteur que 15,5 heures après le début de l'infiltration. Cette durée correspond à celle requise pour atteindre la capacité de rétention de polluant dans le sol sur la profondeur de 47,5 cm (Fig. 11). Pour quantifier ce retard de la migration des polluants dans le sol, on utilise les relations (10), et (21) qui donnent la profondeur mouillée z, et la profondeur du soluté z. La fonction de retard R est évaluée pour une isotherme linéaire (N = 1). Les résultats de calcul sont portés sur la figure 13. On constate qu'au cours de l'infiltration, la profondeur mouillée augmente plus vite que la profondeur du soluté. Après 4 heures d'infiltration, la profondeur mouillée est déjà égale à la hauteur de la colonne de sol alors que le polluant se concentre sur les 10 premiers centimètres. L'écart entre les deux profondeurs augmente durant ces quatre premières heures d'infiltration, durée de la saturation du sol. Pendant cette saturation, la propagation du front d'humidité et du front de soluté se fait à vitesse constante et la vitesse de propagation de l'eau est quatre fois plus élevée que celle du soluté. Ceci est en accord avec les observations faites sur les profils d'humidité et les profils de fraction soluble relative. Les modèles correspondant aux relations (10) et (21), donnent une bonne prédiction des profondeurs dans le cas du sol utilisé.



Évaluation des coefficients de dispersion de la fraction soluble

Pour évaluer le coefficient de dispersion de soluté dans le sol au cours de l'infiltration et son évolution au cours de la saturation, on suppose que la migration se fait par convection-dispersion. On admet aussi les hypothèses de la méthode statistique en utilisant la loi de Gauss comme loi de distribution de la fraction soluble relative le long de la colonne de sol (20). L'écart-type est donné par la différence des profondeurs $z_{0.16}$ et $z_{0.84}$; soit :

$$2\sigma = Z_{0.16} - Z_{0.84} = 2\sqrt{2D_d t}$$
 (36)

où z_{0.16} est la profondeur correspondant à 16 % de la concentration C_0 et $z_{0.84}$ la profondeur correspondant à 84 % de la concentration C_0 . On utilise les profils de concentration relative (Fig. 12) pour l'estimation de la valeur du coefficient apparent de dispersion, au cours de la saturation. On peut tracer sa courbe d'évolution avec le temps. Lorsque le sol est réactif, D, doit être remplacé par le rapport D_d/R dans l'équation (36), R étant le coefficient de retard. Le calcul de R est fait pour une isotherme linéaire de Freundlich avec la valeur du coefficient de distribution $k_d = 0,345 \text{ ml/g}$, obtenue pour la fraction soluble. Les résultats de calcul, présentés sur la figure 14, montrent que le coefficient de dispersion évolue au cours de la saturation du sol. La loi d'évolution n'est pas bien définie, les valeurs de D, calculées étant très dispersées. Apparemment ce coefficient croît au cours de la saturation du sol d'essai. Les polluants se dispersent moins vite dans les zones non saturées.

> REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 111 9º trimestre 2005



Analyse des courbes de sortie

Une méthode de description du transport des polluants dans les sols est l'analyse de la courbe de sortie du lixiviat. Au cours de cette sortie, les valeurs du volume percolé, de la conductivité électrique et de la fraction soluble du percolat, sont relevées. Le débit du liquide sortant est utilisé pour suivre l'évolution de la perméabilité du sol au cours l'écoulement.

La figure 15 représente la variation du volume sortant en fonction du temps. Dès la première heure, la vitesse de sortie devient pratiquement constante ($v_s =$ 3,4 10⁻⁶ m/s). Les valeurs du coefficient de perméabilité



Outflow volume variation versus time.

56 -

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 111 2ª trimestre 2005 calculées à partir des volumes récupérés prouvent que la perméabilité du sol évolue très rapidement les quatre premières heures pour ensuite atteindre lentement une valeur de 3.10⁻⁶ m/s (Fig. 16). Cette valeur du coefficient est dix fois plus élevée que celle de la perméabilité à l'eau du même sol dans les mêmes conditions d'essai (Alimi-Ichola et Gaidi, 1999). Ce comportement est en accord avec celui décrit par la valeur de la diffusivité du lixiviat qui correspond à une modification de la capacité de rétention du sol.



L'utilisation de la méthode statistique permet le calcul de la vitesse de pore à partir de la profondeur moyenne $\overline{z} = ut$. Après la détermination des profondeurs moyennes sur les profils hydriques, on calcule les valeurs de u à chaque instant t. En fait, cette vitesse de déplacement de la profondeur moyenne de l'humidité est égale à la vitesse de convection des polluants. Sur la figure 17 sont représentées les courbes d'évolution de la vitesse d'infiltration, la vitesse de convection et la vitesse de sortie du lixiviat, au cours du temps. On constate que la vitesse de convection est 1,5 fois plus élevée que la vitesse d'infiltration au début de l'essai. La participation de la succion du sol non saturé au mouvement de l'humidité explique cette différence. Les trois vitesses décroissent vers une valeur commune de 3.10⁻⁶ m/s, vitesse mesurée en régime permanent, à la sortie de la colonne. Ce résultat montre qu'un délai de plusieurs heures d'infiltration est nécessaire pour obtenir une vitesse d'infiltration qui corresponde à la perméabilité du sol.

On détermine la fraction soluble de la solution sortante au cours du temps. Les valeurs mesurées sont comparées aux valeurs de FS/FS_0 calculées à partir des conductivités électriques de la solution à la sortie de la colonne de sol et la relation (34). Les résultats de ce calcul sont présentés sur la figure 18. On constate un bon accord entre les valeurs calculées à partir de la relation (34) et les valeurs mesurées. Le coefficient de dispersion apparent de la fraction solution peut donc être déterminé à partir de la courbe d'évolution de la conductivité électrique de la solution à la sortie. Cette courbe correspond bien à la courbe de sortie des solutés.

Afin de valider l'utilisation de la relation (34) pour le calcul de la courbe d'élution et par conséquent la détermination du coefficient de dispersion apparent, les deux



FIG. 17 Évolution des différentes vitesses de mouvement du liquide dans le sol. Change with time of the different liquid motion rates.







séries de valeurs représentées sur la figure 18 sont utilisées. Pour ce calcul, on utilise la relation (18) dans laquelle D_d est remplacé par D_d/R pour tenir compte du phénomène de retard et la variable x est remplacée par la longueur de la colonne de sol. Les valeurs du coefficient de dispersion apparent calculées à partir des deux courbes (calculée à partir de la conductivité électrique et les points de mesure), sont peu différentes les unes des autres (Fig. 19). Elles varient peu au cours du temps et sont 10 fois plus élevées que celles obtenues au cours de la saturation de la colonne (Fig. 15). Malgré la dispersion des valeurs mesurées on remarque que le coefficient de dispersion apparent du soluté dans le sol augmente pendant la saturation et atteint une valeur d'équilibre lorsque la teneur en eau d'équilibre est atteinte dans le sol. On aurait pu calculer la courbe d'élution à une profondeur quelconque z à partir de la conductivité électrique du sol et la relation (34). Ainsi en plaçant des sondes à une profondeur z on peut déterminer le coefficient de dispersion apparent de soluté d'une couche de sol en place.

Conclusion

Le fait de mesurer la teneur en eau et l'impédance du sol par des sondes TDR permet le suivi des polluants à l'intérieur d'une couche de sol. On peut donc utiliser une sonde TDR comme un appareil de sondage qui permet, la localisation des agents polluants et la description de leur mouvement au cours du temps.

Les mesures TDR effectuées au cours de l'infiltration permettent la description du comportement hydrodynamique du sol. On note que le liquide traverse le sol avant la saturation de la couche, que l'humidité progresse plus vite que le soluté. Ces informations ne peuvent être obtenues par les méthodes classiques qu'après le prélèvement des échantillons. Ceci suppose l'arrêt de l'infiltration. Or, un calcul correct du coefficient de perméabilité ne peut se faire qu'après la connaissance de la profondeur saturée. Cette profondeur peut varier pendant l'arrêt de l'infiltration. La comparaison des vitesses d'entrée et de sortie montre que la vitesse d'entrée de l'eau dans la colonne est supérieure à la vitesse de sortie pendant plus de dix heures. Or le régime permanent d'infiltration est atteint au bout de 5 heures. Puisque la vitesse d'infiltration décroît, le coefficient de perméabilité déterminée à partir d'un essai d'infiltration doit être supérieur au coefficient réel si la durée d'infiltration n'est pas suffisante.

Le fait d'avoir accès à la vitesse de convection donne la possibilité de réaliser une bonne description du mouvement des polluants dans la zone non saturée. On peut donc estimer le flux de polluant qui traverse cette zone à un instant donné. On a ainsi un moyen pour évaluer l'efficacité d'une barrière et pour juger de la compatibilité du flux de polluants qui traverse la barrière, avec le milieu récepteur.

La mesure de l'impédance du sol traversé par un polluant permet la définition de l'épaisseur utile si on connaît le flux acceptable par le milieu récepteur. Cette mesure peut permettre la justification des recommandations faites pour l'utilisation des barrières étanches. Au lieu de préconiser une valeur de perméabilité et une épaisseur, on pourra ajouter la durée nécessaire pour atteindre la capacité de rétention du polluant dans l'épaisseur préconisée. Apparemment plus l'épaisseur de la couche est grande, plus cette durée est importante.

Le coefficient de dispersion apparent augmente au cours de la saturation. Il est pratiquement multiplié par 10 lorsqu'on atteint la teneur en eau d'équilibre. Ceci explique le retard du mouvement des polluants dans le sol non saturé même si l'adsorption des éléments chimiques par les particules solides n'est pas importante.

Les différents résultats obtenus lors des essais montrent que l'on peut décrire la migration de plusieurs espèces chimiques dans le sol par la fraction soluble de la solution. On peut donc faire économie d'analyses coûteuses des éléments chimiques contenus dans le lixiviat.

La détermination de la profondeur d'humidité permet un calcul plus précis du coefficient de perméabilité lors d'un essai d'infiltration in situ et donne une limite de la zone atteinte par la pollution. La détermination de la profondeur du front de pollution à partir du volume infiltré donne une idée de l'épaisseur à donner à une couche étanche. Des essais supplémentaires avec d'autres types de solutions et d'autres matériaux permettront de confirmer ces observations.

Bibliographie

- Alimi-Ichola I., Gaidi L. Soil pollution characterisation during infiltration tests. Proceedings of 2nd Conference organised by BGS, Geoenvironmental Engineering, Ground contamination : pollutant management and remediation. R.N. Yong and H.R. Thomas (eds), 1999, p. 201-208.
- Bentoumi O. Transfert par infiltration de l'eau dans les sols fins compactes non satures. Étude de la diffusivité et de la conductivité hydraulique. Thèse de doctorat, INSA, Lyon, 1995.
- Buckingham J.W. Studies of movement of soil moisture. USDA, Bureau Soils Bull., n° 38, USDA Washington DC, Rev. (130), Class (IB), 1907.
- Childs E.C., Collis-George N. The permeability of porous materials. Proc. Roy. Soc., London, A-201, 1950, p. 392-405.
- Soc., London, A-201, 1950, p. 392-405. Elrick D.E., Robin M.J., Laryea K.B. – Hydrodynamic dispersion during absorption of water by soil. 1. Model soil-moisture profiles. J. Hydrol., vol. 65, 1983, p. 313-331.
- Gaidi L. Transfert par infiltration de l'eau et du soluté dans les sols non saturés. Utilisation de la méthode TDR. Thèse de doctorat en génie civil, INSA de Lyon, 2002.
- Gaidi L., Alimi-Ichola I. Études des caractéristiques hydrodynamique des sols par la méthode TDR (*Time Domain Reflectometry*). Bulletin of Engineering Geology and the Environment, vol. 59 n° 3, 2000, p. 247-255.
- Garcia Delgado R.A. Influence of soil carbonates in lead fixation. J. Environ. Sci Health, A31 (9), 1996, p. 2099-2109.

- Gaudet J.-P. Transfert d'eau et soluté dans les sols non saturés. Mesures et simulation, Thèse de doctorat es-sciences physiques, université de Grenoble, 1978.
- Green W.H., Ampt G.A. Studies on soils physics: I. The flow of air and water through soils. J. Agric. Sci., vol. 4, 1911, p. 1-24.
- Jacobsen O.H., Schjonning P. Field evaluation of time domain reflectometry for soil water measurements. J. of Hydrology, 151, 1993, p. 159-172.
- Kachanoski R.G., Pringle E., Ward A.L. Field measurement of solute travel times using time domain reflectrometry. Soil Sci. Soc. Am. J., vol. 56, 1992, p. 47-52.
- Laryea K.B., Robin D.E. Hydrodynamic dispersion insolving cationic absorption during unsaturated transient water flow in soil. Soil Sci. Soc. Am. J., vol. 46, 1982, p. 667-671.
- Meddahi M.E., Mallants D., Feyen J., Badji M., Vereecken H. – Paramètres essentiels d'écoulement des solutés dans un milieux poreux saturé : méthode de mesure et modèle d'interprétation. Science du sol, vol. 31, n° 4, 1993, p. 233-250.
- Mermoud A. Propagation des substances miscibles dans un milieu poreux. Étude théorique et expérimentale. *Bulletin technique de la Suisse romande*, vol. 23, 1978, p. 341-345.
- Mermoud A. Contribution à l'étude des transferts simultanés d'eau et de soluté en milieux poreux. Thèse n° 432, EPFL, Suisse, 1982.

- Nadler A., Dasberg S., Lapid I. Time Domain Reflectometry Measurement of Water and Electrical Conductivity of Layered Soil Column. Soil Sci. Soc. Am. J., n° 55, 1991, p. 938-943.
- Philip J.R. The theory of infiltration. Advances in hydro sciences, vol. 5, 1969, p. 215-296.
- Richards L.A. Capillary conduction of liquids through porous medium. *Physics* 1, 1931, p. 169-173.
- Roth K., Schulin R., Flühler H., Attinger W. – Calibration of time domain reflectometry for water content measurement using a composite dielectric approach. *Water Resour. Res.*, 16 (6), 1990, p. 961-979.
- Rowe R., Chris J., Frank B. Laboratory determination of diffusion and distribution coefficients of contaminants using undisturbed clayey soil. *Can. Geotech. J.*, n° 25, 1988, p. 108-118.
- Topp G.C., Davis J.L., Amman A.P. Electromagnetic determination of soil water content: measurement in coaxial transmission lines. *Water Ressour. Res.*, 16, 1980, p. 574-582.
- Van Genuchten M.-T. A closed-form equation for predicting the hydraulic condictivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* vol. 44, 1980, p. 277-287.
- Soc. Am. J., vol. 44, 1980, p. 277-287.
 Weiller K.W., Steenhuis T.S., Boll J., Kung K.J.S. Comparaison of ground penetrating radar and time domaine reflectometry as soil water sensors. Soil Sci. Soc. Am. J., n° 62, 1998, p. 1237-1239.

Note sur la définition des « Sols Indurés Roches Tendres » (SIRT)



Les géotechniciens se trouvent souvent confrontés à des terrains dont le comportement est intermédiaire entre celui des sols et des roches, et qui sont de ce fait difficiles à traiter avec les approches classiques. Les trois Comités français de géologie de l'ingénieur, de mécanique des sols et de mécanique des roches ont donc mis en place un groupe de travail chargé de réfléchir à cette problématique transversale. Cette note technique présente le fruit de leurs premières réflexions sur la définition des SIRT, qui servira de base pour les futures réflexions sur leur analyse comportementale et sur les applications pratiques aux sites naturels ou ouvrages de génie civil.

Mots-clés : géologie de l'ingénieur, mécanique des sols, mécaniques de roches, sols indurés, roches tendres.

Note on «Hard Soils Soft Rocks » (HSSR) definition

Abstract

Geotechnical engineers' have frequently to face to grounds with an intermediate behaviour between soils and rocks. The three French committees on Engineering Geology, Soil Mechanics and Rock Mechanics decided to launch a working group in charge of a reflection on this transversal problematic. This technical note presents its first thoughts on the HSSR definition, basis of the future work on the HSSR behaviour and their application to natural sites and civil construction.

Key words: engineering geology, soil mechanics, rock mechanics, hard soils, soft rocks.

Groupe de travail commun CFGI-CFMR-CFMS Animé par A. GUILLOUX

Terrasol 72. avenue Pasteur 93108 Montreuil Cedex a.guilloux@terrasol.com et composé de R. COJEAN (ENPC-ENSMP), M. DORE (Arcadis), D. FABRE (Cnam), M. GHOYRECHI (Inéris), J.-B. KAZMIERCZAK (Inéris) V. MERRIEN-SOUKATCHOF (Laego), J.-P. PIGUET (Andra), F. ROPERS (Géodynamique & Structures), J.-F. SERRATRICE (CETE Aix-en-Provence) J.-P. TISOT (ENSG), T. YOU (Geostock)



Dans le cadre des actions communes aux trois Comités français de géologie de l'ingénieur, de mécanique des sols et de mécanique des roches, il est apparu que les terrains que l'on appelle couramment « sols indurés et roches tendres : SIRT » (en anglais : *Hard Soils and Soft Rocks HSSR*) constituaient un thème de réflexion tout à fait transversal.

En effet, ces terrains sont à la croisée des approches de ces trois disciplines, et il existe encore peu de littérature, notamment en langue française, faisant une synthèse des problématiques spécifiques associées à ces terrains, que ce soit en termes de définition, de caractérisation ou d'application aux ouvrages de génie civil.

Il a donc été mis en place, en 2003, un groupe de travail chargé de réfléchir sur ce sujet, et dont l'ambition est à terme d'éditer un ouvrage. La première partie de la réflexion s'est orientée vers la définition même des SIRT, dont il est vite apparu qu'elle était loin d'être aussi évidente que le terme lui-même pouvait le laisser supposer.

Notre groupe de travail a ainsi rédigé un premier document portant sur la définition de ces SIRT, qu'il nous a paru utile de publier sous forme de note technique, afin de faire réagir la communauté géotechnique, de façon à pouvoir élargir la réflexion par les expériences de nombreux géotechniciens.

Comment définir un SIRT?

2

De par leur définition même les « sols indurés et roches tendres » (SIRT) sont, bien sûr, à la frontière entre les sols et les roches, mais cette définition est loin d'être suffisante. Avant de travailler sur les aspects pratiques de caractérisation des SIRT et sur la façon dont ils doivent être abordés dans la conception, le dimensionnement et la construction des différents types d'ouvrages de génie civil, il convient de s'interroger sur leur définition même: qu'est-ce qu'on appelle un SIRT?

Différentes approches apparaissent a priori envisageables:

 une approche par la « résistance » puisque le terme même fait référence à cette notion;

 une approche géologique, en s'intéressant à la fois à la genèse, à la description et à la classification; une approche « comportementale » en examinant les spécificités de comportement des SIRT, notamment en ce qui touche aux différences par rapport aux sols ou aux roches.

Nous balayons dans ce document ces différents types d'approches, pour tenter de dégager certains outils d'identification, de définition et si possible de classification des SIRT. L'objectif principal est d'aboutir à un langage commun, et d'identifier les principaux aspects du comportement communs à ces terrains.

3

Principales différences de comportement entre les sols et les roches

Avant de chercher à définir les SIRT, il apparaît utile de s'interroger sur les principales différences de comportement entre les sols et les roches, afin de mettre en évidence les raisons pour lesquelles les SIRT ne peuvent en général être traités ni comme un sol, ni comme une roche.

Les sols comme les roches sont constitués, à l'échelle de l'échantillon comme à l'échelle microscopique, d'un assemblage de grains dont la nature minéralogique est souvent comparable entre sols et roches. La différence entre ces deux types de matériaux est en fait essentiellement due aux forces « d'assemblage » entre ces grains : dans le cas des roches, ces forces sont de forte intensité et permanentes à l'échelle de temps humaine ; dans le cas des sols, elles sont beaucoup plus faibles et peuvent varier dans le temps.

A l'échelle macroscopique, échelle à laquelle on s'intéresse habituellement pour les ouvrages, on peut différencier de façon schématique les comportements des sols et des roches comme suit :

• Un sol se comporte comme un milieu continu, qui peut être traité dans le cadre de la mécanique des sols. En particulier il est le plus souvent caractérisé par une loi de comportement de type élastoplastique, qui peut être correctement évaluée à partir d'essais sur des échantillons de petites dimensions (Fig. 1);

 Une roche au contraire est un milieu fortement discontinu, pour lequel les différents types de discontinuités structurales (plans de stratification, de fracturation, de foliation, etc.) jouent un rôle déterminant par rapport à celui de la matrice rocheuse elle-même. Ce schéma de blocs séparés par des discontinuités est la base de nombreuses approches en mécanique des roches (Fig. 2).



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 111 2º trimestre 2005



Leur caractérisation intègre donc à la fois :

 le comportement de la matrice, qui est analysé à partir d'essais de laboratoire sur des échantillons de petit volume;

 le comportement des discontinuités, également analysé à partir d'essais de cisaillement sur des échantillons de petites ou grandes dimensions, voire *in situ*, ainsi que par des essais hydrauliques;

 - l'aspect structural, c'est-à-dire la répartition dans l'espace des différentes discontinuités, et ce à l'échelle du massif ou de l'ouvrage, c'est-à-dire d'ordre plurimétrique à pluridécamétrique (voire plus pour les grands ouvrages);

 – enfin le comportement en grande masse, qui doit intégrer ces différents aspects, tant en termes de résistance que de déformabilité.

Dans de nombreux cas, et notamment pour les ouvrages peu profonds où les niveaux de contraintes sont modérés, ce comportement peut être simplifié par un modèle de blocs rigides (ou tout au moins restant dans le domaine élastique avec une déformabilité faible à négligeable) découpés par un réseau de discontinuités.

• Un *SIRT* se situe le plus souvent à l'intersection de ces deux types de comportement, c'est-à-dire dans un domaine où à la fois les influences de la structure et de la déformabilité de la matrice sont importantes. Ainsi pour les SIRT:

 le rôle de la structure (les discontinuités) y est souvent déterminant, et doit donc être pris en compte explicitement;

– et on ne peut se contenter d'un comportement de la matrice (les « blocs ») parfaitement rigide ou même seulement élastique linéaire, mais il faut considérer qu'il peut atteindre le domaine de rupture et que sa déformabilité est non négligeable.

C'est pourquoi, même pour des ouvrages peu profonds avec des niveaux de contraintes modérés, le comportement d'un SIRT ne peut être traité ni par des approches purement « mécanique des sols », ni par des approches purement « mécanique des roches ».

Approche géologique

4.

Approche descriptive

4.1.1

Description pétrographique à l'échelle de l'échantillon

A partir des terrains que l'on peut, par expérience, certainement classer en SIRT, il est possible de mettre en évidence quelques aspects pétrographiques qui pourraient être des caractéristiques communes à certains SIRT.

4.1.1.1

Minéralogie

Certains terrains ont un comportement de SIRT parce qu'ils possèdent certains minéraux en proportion importante :

 des minéraux argileux, correspondant à des formations telles que: argiles raides, pélites, argilites, schistes, marnes et certains marno-calcaires, arènes granitiques, molasses argilo-marneuses...;

 des minéraux de faible dureté ou forte déformabilité, correspondant à des formations telles que : gypse, sel, charbon...

Cette classification minéralogique apparaît pertinente pour certains SIRT, mais à l'évidence elle ne peut se suffire en elle-même, notamment parce qu'on ne peut éviter de faire appel à des notions complémentaires de structure des terrains. En outre certains SIRT ont un comportement spécifique, bien que leurs composants minéralogiques soient majoritairement de dureté moyenne à forte (calcite, quartz), du fait d'une structure microscopique particulière; c'est notamment le cas particulier des craies évoquées plus loin.

Structure

Bien qu'il ne soit pas possible de définir un terrain uniquement par sa structure, il faut souligner ici combien une très bonne description de type géologique est essentielle dans les cas des SIRT. En effet, une bonne caractérisation des SIRT, notamment en terme d'identification, apparaît essentielle pour bien en appréhender le comportement.

Parmi les paramètres d'identification importants, il convient de citer:

 la granulométrie, qui constitue bien sûr un élément de base, et dont il convient de préciser l'échelle à laquelle se fait la détermination (en laboratoire sur échantillon par tamisage, ou au microscope pour les formations rocheuses);

la texture, c'est-à-dire l'arrangement des grains;

 la porosité, pour laquelle il convient de distinguer:
 la porosité de pores, *a priori* inférieure à 25 % dans les roches, et ne dépassant que très rarement 50 % dans les sols;

 la porosité de fissures, beaucoup plus faible (le plus souvent inférieure à 1 %), mais qui peut jouer un rôle tout aussi déterminant;

 mais aussi la morphologie de cette porosité (répartition des tailles des pores, continuités entre pores...). Une telle approche physique peut permettre d'expliquer le comportement parfois atypique de certains SIRT.

Cette description en laboratoire, doit se faire à différentes échelles :

– à l'échelle macroscopique de l'échantillon: nature, taille et forme des grains, porosité, liaisons entre grains et leur nature (argileuse, calcaire, quartzitique, etc ...), microfracturation. On peut citer notamment le cas des argiles surconsolidées mais microfissurées, des calcaires et grès tendres, des tufs volcaniques, etc.;

- à l'échelle microscopique : nature et arrangement des minéraux et des liaisons entre eux, orientations...; on peut citer particulièrement le cas des craies.

L'ensemble de ces paramètres a en effet de fortes implications sur le rôle des fluides interstitiels dans le comportement des terrains, avec en premier lieu l'eau, mais aussi l'air pour les sols non saturés

C'est en effet par cette description, qui devra être à la fois qualitative et quantitative, que l'on pourra comprendre et appréhender certains traits caractéristiques de leur comportement et de leur évolution possible dans le temps notamment.

Analyse géologique et structurale à l'échelle du massif

Dans le cas des SIRT, comme d'ailleurs dans les approches de mécanique des roches, la description à l'échelle de l'échantillon, le plus souvent suffisante pour les terrains homogènes, devient en général insuffisante, car elle ne permet pas d'intégrer les hétérogénéités à l'échelle métrique ou plurimétrique, qui conditionnent fréquemment le comportement des SIRT.

C'est ainsi que la description géologique à l'échelle de l'échantillon devra être complétée par une description géologique à l'échelle du massif, à la fois pour la

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 111 2º trimestre 2005 lithologie et les discontinuités majeures : failles, fracturations, stratification et épaisseur des bancs, schistosité et foliation, granularité incluant les éventuels blocs de grandes dimensions. Parmi les SIRT où cette description est indispensable, on peut citer notamment le cas des flysch, mylonites, moraines, alternances marnocalcaires, argiles microfissurées, etc.

4.1.3

Synthèse sur la description géologique

L'ensemble des ces réflexions permet de mettre en évidence deux notions importantes pour la définition et la description des SIRT:

• Une approche combinée « minéralogie et porosité », qui peut caractériser l'échelle de l'échantillon : on peut présenter le domaine des SIRT, ainsi que celui des sols et des roches, dans un diagramme triangulaire noté NAQ (Fig. 3) où un terrain peut être représenté par un point en fonction des valeurs relatives de la porosité totale n, de la teneur volumique A en minéraux « sensibles » (argiles, gypse, sel, charbon) et de la teneur volumique Q en autres minéraux (quartz, calcite...), avec :

n + A + Q = 100%

Dans un tel diagramme les SIRT occupent une place importante, avec une porosité en majorité inférieure à 25 % comme dans les roches, mais une teneur importante en « minéraux sensibles ». La zone des craies s.s. échappe au zonage précédent car le minéral présent (la calcite) n'est pas en cause dans l'explication du comportement, mais bien sa microstructure; les craies peuvent en fait se caractériser comme une roche à très forte porosité.



• La notion d'échelle du « volume élémentaire représentatif, VER », qui est la dimension nécessaire pour pouvoir décrire le terrain et donc apprécier son comportement en intégrant tous les aspects structuraux : ainsi pour une craie homogène non fissurée, le VER pourra être d'ordre millimétrique voire moins, tandis que pour un flysch il sera d'ordre plurimétrique voire pluridécamétrique.

Genèse et types de formations géologiques

On pourrait également tenter de définir une liste des terrains que l'on peut, par expérience, classer en SIRT. Une telle liste serait à l'évidence non exhaustive et, par ailleurs, il existe beaucoup d'appellations locales que l'on ne saurait faire entrer dans une telle liste sans risquer d'en oublier un grand nombre.

En revanche, une autre approche, également intéressante, consiste à s'intéresser à la genèse des terrains que l'on peut qualifier de SIRT. En effet, on peut mettre en évidence deux principaux modes de formation :

 à partir de sols meubles, qui ont subi une induration progressive soit par compaction et/ou cimentation (diagenèse⁽¹⁾ de boues argileuses ou calcaires : argilites⁽¹⁾ schistes⁽¹⁾, marnes, grès mal consolidés...) soit par cimentation seule (sables de plage grésifiés, croûtes calcaires, tufs volcaniques...), mais sans avoir atteint une lithification⁽¹⁾ complète (Fig. 4);

 à partir de roches dures, qui ont subi une altération progressive chimique et/ou mécanique, mais sans avoir atteint l'état de sol meuble (Fig. 5).

(1) Voir glossaire en fin d'article.

Cette approche ne permet pas, en revanche, d'intégrer facilement certains terrains d'origine diagénétique ou de «néo-formation».

Approche mécanique



Approche par la « résistance »

En mécanique des roches le paramètre de base de nombreuses classifications est la résistance en compression uniaxiale σ_{c} , même s'il est communément admis que ce paramètre doit être utilisé avec précaution, car il n'est généralement pas représentatif du comportement global (effet des discontinuités) et que l'échantillonnage peut souvent perturber les analyses statistiques (on ne fait souvent les essais que sur les échantillons où l'on sait tailler une éprouvette, et donc a priori parmi ceux de meilleure qualité !).

En mécanique des sols, les paramètres caractéristiques de la résistance sont la cohésion et le frottement. Toutefois, les sols indurés présentent toujours une certaine «tenue», c'est-à-dire que l'on peut en général en



FIG. 4 Genèse par induration. Formation by «hardening».





Formation by alteration.

découper des éprouvettes, et donc faire des essais de résistance en compression uniaxiale.

Cette résistance en compression σ_c peut donc sembler constituer un paramètre intéressant de définition des SIRT.

Si on s'intéresse alors aux classifications usuelles de mécanique des roches ou des sols, on peut chercher d'une part à se rattacher par exemple à la classification AFTES pour la première (Tableau I) et à celle de la norme NF EN ISO 14688-1² pour la seconde en l'adaptant de façon à transformer les classes de cohésion non drainée c_u en classes de résistance en compression σ_c par la relation $\sigma_c = 2^*c_u$ (Tableau II).

On pourrait ainsi proposer de considérer comme SIRT potentiel :

– les roches de résistance faible à extrêmement faible : $\sigma_r < 25$ MPa (classes AFTES RC5 à RC7);

– les sols de consistance très raide à dure : $\sigma_c > 0.3$ MPa

et ainsi de définir globalement les SIRT comme les terrains de résistance en compression σ_c comprise entre 0,3 et 25 MPa approximativement.

TABLEAU | Roches (classification Aftes 2003). Rocks (Aftes 2003 classification).

Classe	Résistance σ _c (MPa)	Description
RC1	> 200	Résistance extrêmement élevée
RC2	100 à 200	Résistance très élevée
RC3	50 à 100	Résistance élevée
RC4	25 à 50	Résistance moyenne
RC5	5 à 25	Résistance faible
RC6	1 à 5	Résistance très faible
RC7	< 1	Résistance extrêmement faible

TABLEAU II Sols (adapté d'après la classification Afnor). Soils (from Afnor classification).

Classe	$\sigma_c = 2^* cu \text{ (MPa)}$
Dur	> 0,6
Très raide	0,3 à 0,6
Raide	0,15 à 0,3
Ferme	0,08 à 0,15
Mou	0,04 à 0,08
Très mou	< 0,04

Cette approche est loin d'être suffisante, notamment parce qu'elle ne caractérise que la résistance d'un milieu «homogène, isotrope et continu» sans considérer:

 les effets de la fragilité des terrains, qui peuvent être abordés par exemple par la notion de résistance en traction;

 les aspects de déformabilité, qui peut être abordée par le module de déformation : les roches de classe DE5 à DE6 au sens de l'Aftes peuvent souvent être considérées comme des SIRT;

les effets de l'anisotropie;

 la présence de discontinuités, qui jouent pourtant un rôle fondamental.



Approche comportementale

On rappelle que, pour la plupart, les SIRT se situent à la frontière entre deux types de comportement (de type sols, milieu continu, ou roche, milieu discontinu), avec un rôle souvent important joué par les discontinuités, mais également une matrice qui ne peut pas être considérée comme de « résistance élevée ».

Il serait possible de résumer la problématique, en disant que les SIRT sont des terrains :

 trop hétérogènes pour être traités par les approches de la mécanique des sols;

 de résistance trop faible ou de déformabilité trop forte pour être traités par les approches de la mécanique des roches.

En outre, un grand nombre de SIRT présentent différents aspects de comportements particuliers, dont l'influence est déterminante sur les mécanismes mis en jeu dans les ouvrages, et qu'il faut donc prendre en compte par des caractérisations spécifiques. Sans chercher à en dresser une liste exhaustive, on peut citer les aspects suivants:

• L'hétérogénéité et l'anisotropie souvent très prononcées (alternance de bancs « durs » et « tendres », blocs emballés dans une matrice...). On retrouve ici la notion très importante de volume élémentaire représentatif, déjà évoquée au § 4.1.3, c'est-à-dire du volume de « l'échantillon » à décrire et analyser pour pouvoir caractériser un comportement du terrain représentatif du milieu agissant sur l'ouvrage et du problème mécanique étudié.

Par exemple, pour un talus de 20 m de hauteur dans une craie peu fracturée, le volume élémentaire représentatif pourra être décimétrique, alors que pour le même talus dans un flysch, il sera au moins plurimétrique.

On peut souligner à ce sujet que la vitesse de propagation des ondes sismiques mesurée *in situ* (en surface ou en forages) est un paramètre particulièrement intéressant, car il intègre à la fois la qualité de la matrice et l'effet des discontinuités;

• Des comportements intrinsèques aux terrains et liés à une certaine évolutivité⁽³⁾ ou sensibilité⁽²⁾ à différents agents (variations de teneur en eau, de température), qui peuvent conduire à une altération physicochimique, au sens large, des terrains. Ces mécanismes, souvent liés à la minéralogie, se traduisent sur le plan du comportement soit par une réduction des caractéristiques mécaniques (perte de cohésion sous l'effet du gel), soit par des variations de volume (exemple du gonflement de certains minéraux argileux). Différents types d'essais permettent de caractériser cette plus ou moins grande sensibilité: essais d'altérabilité, de gélivité, de gonflement, voire de fragmentabilité pour les matériaux utilisés en remblais;

• Des comportements liés aux types de sollicitations appliquées, qui existent dans les tous les terrains, mais dont le rôle est souvent nettement plus déterminant pour les SIRT. On citera notamment :

 le confinement ou niveau de contraintes, qui influe directement sur les propriétés de résistance (courbe intrinsèque non linéaire) et de déformabilité (élasticité

⁽²⁾ Reconnaissance et essais géotechniques. Dénomination, description et classification des sols, Partie 1: « Dénomination et description ».

⁽³⁾ Voir glossaire en fin d'article.

non linéaire, rôle des joints qui agissent plus ou moins selon le niveau de contraintes);

 les pressions interstitielles et, d'une façon plus générale, l'action de l'eau et autres fluides présents (air notamment);

– l'influence du temps à l'échelle humaine, avec les mécanismes de fluage (par exemple dans les marnes, argilites, gypses, etc.), qui se traduisent par des réductions significatives de résistance ou de déformabilité, ou les effets transitoires de pression interstitielle. Les mécanismes de gonflement ou d'altération rapide sont également caractéristiques de certains SIRT: on peut citer l'exemple des schistes cartons, qui peuvent très rapidement passer de la classe Aftes RC 4 à la classe RC 5, voire évoluer en « sols ».

Pour ces différentes raisons, les classifications de roches (RMR, Q, GSI...) s'avèrent le plus souvent non applicables aux SIRT, notamment parce que le poids de la résistance de la matrice y est très faible (de l'ordre de 15 % au maximum de la note globale pour le RMR), mais aussi parce que certains comportements particuliers n'y sont en général pas intégrés.

La question est alors de savoir si on peut envisager une classification dédiée aux SIRT, entièrement nouvelle ou basée sur des cadres existants (GSI par exemple), permettant à la fois de qualifier les terrains, mais aussi d'en déduire des caractéristiques géomécaniques moyennes (c, ϕ , E...) représentatives du milieu global, au prix d'une homogénéisation (question d'autant plus cruciale quand ces milieux sont fortement hétérogènes)?

Ce sujet doit être au cœur de la réflexion sur la caractérisation des SIRT, qui fera l'objet de la suite des réflexions du groupe de travail.

Synthèse : approche multicritère

6.1

Analyse multicritère

Il apparaît finalement qu'aucune des approches précédentes, prise indépendamment des autres, ne permet de définir un SIRT de façon absolue. Si la résistance, caractérisée par exemple par la résistance en compression $\sigma_{c'}$ peut être un premier élément pour suspecter des SIRT, ce sont bien plutôt des types particuliers de comportement qui sont à l'origine de la spécificité des SIRT.

On peut toutefois retenir que le critère purement mécanique basé sur la résistance en compression uniaxiale σ_c est pertinent, au moins pour les approches de type mécanique des sols, car il signifie que les méthodes usuelles d'essais de mécanique des sols ne sont plus applicables. Il faut toutefois garder à l'esprit

que la valeur de σ_c doit être analysée sur une population significative, de façon à en apprécier la variabilité, et qu'elle peut être largement dépendante de la teneur en eau, de la direction de l'échantillon par rapport à la structure, et également de la vitesse d'essai.

De même, pour les approches de type mécanique des roches, un tel critère basé sur la valeur de σ_c permet d'alerter le géotechnicien sur le fait que les essais courants de mécanique des roches ne sont pas toujours suffisants pour appréhender certains types de comportements qui sont essentiels pour les SIRT (rôle des pressions interstitielles par exemple).

On pourra donc retenir le critère σ_c comme un « signal d'alerte » permettant d'attirer l'attention sur le fait que les procédures classiques d'essais de mécanique des sols ou des roches ne sont pas applicables pour les SIRT.

La structure et la lithologie des terrains sont d'autres éléments importants, qui peuvent conduire à définir différentes catégories de SIRT présentant chacun des analogies de comportement:

les terrains à forte porosité;

 les terrains hétérogènes dans lesquels l'échelle du volume élémentaire représentatif est au moins métrique;

 les terrains dont le constituant minéral majoritaire possède un comportement très particulier: les roches argileuses, les roches salines (gypse, sel gemme), le charbon (qui passe d'une roche à un sol);

- les terrains évolutifs à l'échelle de temps humaine.

Ce n'est en fait qu'une analyse multicritères qui peut permettre d'identifier un SIRT. Différents critères apparaissent ainsi réellement discriminants, et l'on peut proposer des fourchettes de valeurs de ces paramètres correspondant aux SIRT (Tableau III).

Dans cette approche multicritères, il est proposé que soit classé comme SIRT tout terrain vérifiant au moins deux de ces critères.

6.2

Démarche d'identification des SIRT

Nous proposons donc la démarche suivante pour l'identification et la caractérisation d'un SIRT lors des études de projets :

• On considérera qu'un terrain caractérisé par une résistance en compression σ_c comprise entre 0,3 MPa et 25 MPa peut être *a priori* considéré comme un SIRT: classes Aftes « roches RC5 à RC7 » ou classes Afnor « sols très raides à durs ».

• Il est alors indispensable de compléter cette classification par d'autres approches, dès les phases préliminaires des études, pour qualifier plus précisément cette notion de SIRT:

 TABLEAU III
 Critères de définition d'un SIRT (2 critères au moins doivent être vérifiés).

 Definition criteria for HSSR (2 criteria at least have to be chekched).

Critère	Résistance σ _c (MPa)	Porosité de pores n _p	$\begin{array}{c} \mbox{Vitesse}\\ \mbox{sismique}\\ \mbox{in situ } \mbox{V}_p \mbox{(m/s)} \end{array}$	Minéralogie	Échelle du volume élémentaire représentatif	Évolutivité
Valeurs caractéristiques pour un SIRT	0,3 à 25 MPa	> 25 %	1 200 à 2 500 m/s	Plus de 60 % de sel, gypse, ou charbons Plus de 40 % de minéraux argileux	Métrique à plurimétrique	A l'échelle humaine

- caractérisation lithologique et minéralogique;

identification de la genèse;

- description géologique détaillée, qualitative et quantitative : discontinuités, hétérogénéité (alternances de bancs de nature et dureté contrastées, blocs emballés dans une matrice). Cette description doit se faire à l'échelle du massif global (pluridécamétrique) et de l'échantillon (décimétrique), voire dans certains cas à l'échelle microscopique;

- caractérisation par les paramètres d'identification (granularité, porosité).

Ces descriptions doivent permettre de préciser si deux, au moins, des critères du tableau III sont vérifiés, ce qui confirmera sa classification comme SIRT.

 En fonction de ces descriptions complémentaires, il sera alors nécessaire de bien identifier les particularités de comportement qui sont à prendre en compte pour l'application aux ouvrages (cf. § 5.2).

 On pourra alors définir des méthodes et techniques de reconnaissance et essais qui soient adaptées à ces particularités.

6.3

Poursuite du travail

A partir de ces éléments, la suite du travail du groupe consistera:

 – d'une part à établir une base de données permettant d'affiner l'analyse multicritères, afin de vérifier ou modifier les valeurs représentatives pour les différents critères proposés;

 – d'autre part à identifier et préciser les types et procédures d'essais adaptés aux spécificités des SIRT, et qui pourraient s'écarter notablement des normes usuelles pour les sols ou les roches.

Glossaire (d'après Foucault et Raoult)

Argilite : roche argileuse sans litage net, peu stratifiée et/ou indurée par compaction.

Diagenèse : ensemble des processus qui affectent un

Bibliographie

- Afnor Recueil de normes des essais géotechniques.
- Aftes Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utiles à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnels et Ouvrages souterrains nº 177, mai-juin
- CFMR Manuel de mécanique des roches, Tome 1, Fondements. Presses de l'École des mines, 2000.
- Foucault A., Raoult J.-F. Dictionnaire de
- géologie. Dunod, 2001, 5° éd. Hoek E., Bray J.W. Rock slope engineering. Ind. Min. Metall., London, 1981, 3rd edition revised.
- Hoek E., Brown E. Underground excavation in rock. Ind. Min. Metall., London,
- Hoek E., Brown E. Practical estimation of rock mass strength. Int. Journal of

Rock Mech. And Min. Sc., vol. 34, 1997.

- Hoek E., Kaiser P.K., Bawden W.F. Support of underground excavation in hard rocks. Balkema, 1995
- IAEG Final report of Working Group on Soft Rocks and Endurated Soils in South America. September 2002.
- Kavvadas M.J., Anagnostopoulos A.G. A framework for the mechanical behaviour of structured soils. Proc. Int. Symp. On Hard soils-Soft Rocks, Naples, vol. 2, 1998.
- Krauter E. General co-report session 1: geological and geotechnical features, investigations and classification. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard soils-Soft Rocks, Athens. Balkema, vol. 3, 1997.
- Marinos P.G. General report session 1: hard soils-soft rocks: geological features

dépôt sédimentaire et le transforment progressivement en roche sédimentaire solide; elle peut être biochimique ou physico-chimique.

Évaporite : dépôt riche en chlorures et sulfates alcalins, qui se forme par concentration et précipitation suite à une évaporation intense.

Flysch: formation sédimentaire détritique composée essentiellement d'un empilement de turbidites (dépôts hétérogènes composés de matériaux grossiers à argileux) ultérieurement tectonisée. Ils se présentent sous forme d'alternances de bancs gréseux à schisteux.

Lithification : transformation d'un sédiment meuble en roche sédimentaire consolidée par compaction et

Molasse: formation sédimentaire détritique composée essentiellement d'un empilement de turbidites (cf. ci-dessus) et de couches terrigènes non turbiditiques (grès, conglomérats). Ils se présentent sous forme de niveaux comportant en proportions variables des grès, marnes et argiles.

Mylonite : au sens large toute roche plus ou moins finement broyée ; résultant souvent de failles tectoniques.

Pélite : roche sédimentaire détritique à grains très fins. Ponce : roche volcanique très poreuse.

Pyroclastique : s'applique aux accumulations de débris de roches magmatiques éjectées par les volcans.

Schiste : au sens strict désigne une roche métamorphique se débitant facilement en plaquettes. Par extension le terme recouvre toute roche se débitant en plaquettes, c'est-à-dire toute roche litée à grains très fins, argileuse ou marneuse, même d'origine sédimentaire.

Shale : mot anglais, largement utilisé en français, désignant toute roche schisteuse plus ou moins argileuse. On pourrait dire qu'il correspond à un schiste (au sens large) sédimentaire.

Tuf volcanique : roche volcanique formée par accumulation des projections volcaniques en fragments millimétriques, pouvant contenir des blocs ou des cendres, et plus ou moins cimentée sous l'action de l'eau.

Turbidite : couche de sédiments détritiques déposée en une seule fois par un courant de turbidité, le plus souvent quartzeux et parfois calcaires, et d'épaisseur dépassant rarement le mètre.

> with special emphasis to soft rocks. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard soils-Soft Rocks, Athens, Balkema, vol. 3, 1997.

- Marinos P., Hoek E. GSI: a geological friendly toll for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne, 2000.
- Serratrice J.-F. Outils et procédures de caractérisation des sols indurés et des roches tendres : l'expérience du LRPC d'Aix-en-Provence. Colloque PARAM 2000 « Paramètres de calcul géotechnique» Ss la dir. de J.-P. Magnan, Presses de l'ENPC/LCPC, 2002.
- Vaughan P.R. Engineering behaviour of weak rocks: some answers and some question. Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard soils-Soft Rocks, Athens, Balkema, vol. 3, 1997.

Évaluation géostatistique de la maille de reconnaissance géotechnique de l'aérodrome de Batna (N-E algérien)

S. KHALFAOUI Université Cheikh Larbi

Tébessi-Tébessa Département des Mines BP 154, Meskiana Wilaya d'Oum El Bouaghi 04 Algérie khalfaoui.souheila@ caramail.com

H. MEZGHACHE

Université Badji Mokhtar Faculté des Sciences de la Terre Département de Géologie BP 12 Annaba 23000 Algérie mezghache2000@yahoo.fr Le site de l'aérodrome de Batna, en Algérie, a donné lieu à deux campagnes de reconnaissance géotechnique. La première campagne a été effectuée en 1984 par l'International Airports Authority of India (IAAI) qui a réalisé 50 sondages implantés suivant une maille de 200 x 200 m ; 170 carottes ont été prélevées. Ces dernières ont été soumises à des essais physico-mécaniques et les résultats furent expertisés, en 1990, par la Société algérienne des études techniques des infrastructures (SAETI). Cette société avait réalisé quatre autres sondages et avait recommandé de resserrer la maille. Afin de s'assurer du bien-fondé de ces recommandations, l'ensemble des résultats a été analysé à l'aide d'une méthode statistique multivariable qui est l'analyse en composantes principales (ACP) et la méthode géostatistique de krigeage ordinaire du « tassement ». L'ACP a montré que le tassement est corrélé négativement à la teneur en eau et au poids volumique humide du sol. Les cartes d'isovaleurs ont été établies. Les valeurs krigées varient fortement d'un endroit à un autre. Ces résultats faciliteront l'optimisation des traitements de sol à prévoir pour uniformiser le comportement de la piste. Les variances de krigeage varient peu : il n'y a donc pas de zones sous-reconnues. L'erreur relative sur le « tassement » a été estimée à 20 % au maximum pour un niveau de confiance de 95 %. Si cette erreur est satisfaisante, il ne serait donc pas utile de resserrer la maille.

Mots-clés: géotechnique, géostatistique, tassement, estimation, maille de reconnaissance, statistiques multivariables, krigeage ordinaire, cartographie.

Geostatistical evaluation of geotechnical reconnaissance mesh of Batna aerodrome (N-E algeria)

Abstract

Résumé

The Batna airport has been subject to two geotechnical investigations. During the first survey, carried out by the International Airport Authority of India (IAAI) in 1984, fifty bore holes have been implanted according to a 200 x 200 m mesh, and the geotechnical characteristics of 170 core samples have been analysed. The appraisal of the results was carried out by the Algerian Company of Technical Studies and Infrastructures (SAETI) in 1990. This company has also realised four other boreholes and has recommended to make more boreholes, with a denser mesh. To insure the reliability of these recommendations, the results have been analysed in this paper using a multivariate statistical analysis which is Principal Component Analysis (PCA) and the geostatistical method of the ordinary kriging applied to the settlement. The PCA has shown that the settlement is negatively correlated to the water content and to the wet volumetric weight of soil. Maps of isovalues of these parameters have been established. The results show that kriged values vary strongly from one place to another.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} février 2006.

Introduction

La nécessité de développer le transport dans la région des Aurès, d'une part, et les excellentes conditions de visibilité, climatiques et géomorphologiques, d'autre part, ont permis aux pouvoirs publics de projeter et de réaliser un aérodrome à 22 km de la ville de Batna (Fig. 1). Cet aérodrome disposera de deux pistes principales (Fig. 3). La première piste a une longueur de 3000 m et une direction de 55° 9' N, tandis que la seconde piste est longue de 3200 m et sa direction est de 321°44' N. En général, le sol est constitué par les argiles jaunâtres et les dépôts sablo-gypseux du Quaternaire. Cependant, il était nécessaire de procéder à la reconnaissance géotechnique du sol par sondages mécaniques afin de construire un ouvrage stable et répondant aux normes et exigences du génie civil. Cette tâche a été confiée, en 1984, à l'International Airports Authority of India (IAAI) qui a effectué 50 sondages mécaniques implantés selon une maille de 200 x 200 m; 170 carottes ont été prélevées. Ces dernières ont été soumises à des essais physico-mécaniques. Les résultats de cette campagne furent expertisés, en 1990, par la Société algérienne des études techniques des infrastructures (SAETI) qui a réalisé quatre autres sondages et a recommandé de resserrer la maille en réalisant une dizaine d'autres. Afin de



FIG. 1 Situation géographique de l'aérodrome de Batna.

1 – Chott ; 2 – Sommet du Djebel ; 3 – Route nationale ; 4 – Altitude ; 5 – Chemin de fer ; 6 – Cours d'eau ; 7 – Localité.

Location of the Batna airport.

Salt lake basin; 2 – Summit of the Djebel;
 National road; 4 – Altitude; 5 – Railway;
 Stream; 7 – Locality.

These results will enable the optimization of soil processings to standardize the track behavior. The kriging variances show little variation, showing that all zones are well known. The relative error of « the settlement » analysis has been estimated at 20 % for a threshold of 95 %. If this error is satisfactory, than the use of a tighter mesh is not necessary.

Key words : soil enginering, geostatistic, settlement, estimation, mesh of reconnaissance, multivariate statistics, ordinary kriging, Mapping.

quantifier le risque de déformations, au moins verticales, des pistes et de décider de resserrer ou non la maille, l'ensemble des résultats de reconnaissances géotechniques a été analysé à l'aide de méthodes statistiques et géostatistiques qui sont présentées ici, ainsi que les résultats obtenus.

Cadre géologique et hydrogéologique du site

2

La géologie et l'hydrogéologie de la région et du site ont été étudiées par plusieurs spécialistes parmi lesquels Bureau (1970, 1971, 1973 et 1974), Vila (1980), IAAI (1984), SAETI (1990) et Bourkouche (1997). La région appartient au domaine autochtone ou para-autochtone aurésien.

La série stratigraphique s'étend du Trias au Quaternaire (Fig. 2). Elle se présente comme suit :



FIG. 2 Schéma géologique et structural de la région du site (Bureau, 1974).

1 – Axe anticlinal ; 2 – Axe synclinal ; 3 – Contact anormal et faille inverse ; 4 – Faille ; 5 – Crétacé inférieur : marnes dolomitiques et alternances de grès et de marnes ; 6 – Marnes, grès et calcaires de l'Albo-aptien ; 7 – Crétacé supérieur : calcaires et calcaire marneux ; 8 – Principaux affleurements triasiques ; 9 – Dépôts du Quaternaire ; 10 – Localité.

Geological and structural sketch of the North Aures area (Bureau, 1974).

1 – Anticline axis; 2 – Synclinal axis; 3-Abnormal contact and inverse fault; 4-Fault; 5-Lower Cretaceous: dolomitic marl, sandstone and marl; 6 – Albo-Aptian marl, sandstone and limestone; 7 – Upper Cretaceous: limestone and calcareous marl; 8 – Principal outcrop of Triasic formation. 9 – Quaternary sediments; 10-Lo-cality.



2-Sondages réalisés par la SAETI (1990): 3-Limite du site.

Location of the boreholes of the geotechnical survey.

1-Borehole carried out by IAAI (1984); 2-Borehole carried out by SAETI (1990);

3 - Limit of the study area.

- les roches du Trias se présentent sous forme d'une masse confuse de marnes bariolées à masses gypseuses, îlots de dolomies broyées et cargneulisées de petits épointements de roches vertes de type « ophite » ;

 le Jurassique est constitué par les dépôts du Dogger et du Malm qui sont représentés par une série marnocalcaire et marneuse de 100 m à 300 m d'épaisseur. Les dépôts du Lias sont constitués par des calcaires dolomitiques de 200 m d'épaisseur;

 le Crétacé est constitué par les roches du Crétacé inférieur et du Crétacé Supérieur. Le Crétacé inférieur est constitué par des marnes dolomitiques, marnes gréseuses, de calcaires dolomitiques et enfin, dans sa partie supérieure, par une alternance de grès et de marnes avec passages calcaires. Le Crétacé supérieur, lui, est constitué par des calcaires et une alternance de marnes grises et marno-calcaires;

 les dépôts du Miocène dont l'épaisseur varie de 125 m à 500 m, sont représentés par des conglomérats rouges polygéniques, marnes et grès d'âge Aquitano-Burdigalien, Burdigalien-Langhien, Tortonien inférieur et supérieur et Mio-Pliocène;

TA

 le Quaternaire est constitué de sols salés autour du chott Gadaïne et de la Sebkhet Djendli qui forment de vastes surfaces surélevées de 0,5 m à 1 m au-dessus du niveau du chott (Fig. 1). Notons que l'altération des roches affleurantes fournit à la plaine des sédiments qui s'étendent au pied des massifs et se prolongent jusqu'à celle-ci.

La présence de structures plissées, cassantes et tangentielles a été signalée dans la région. Les anticlinaux et synclinaux sont de direction SW-NE (Fig. 2). Notons aussi que le site se trouve dans une zone de faible à moyenne séismicité (Djeddi et Baddari, 1998).

Au niveau de l'aérodrome de Batna, deux grands systèmes aquifères ont été identifiés. D'une épaisseur moyenne de 500 m, le premier est localisé dans les formations carbonatées calcaires de l'Aptien et les grès massifs fissurés du Barrémien qui plongent sous les dépôts du Miocène. Le second a une épaisseur de 200 m. Il est localisé dans les formations de surface ou subsurface du Mio-Quaternaire. L'altitude varie de 810 m à 822 m. Cette dernière permet des stagnations d'eau qui se forment au niveau des points bas. L'important cours d'eau de Oued El Madher traverse le bout Sud-Ouest de la première piste (Fig. 1). Les conditions hydrologiques du site ont été étudiées et un plan de drainage a été élaboré (Bourkouche, 1997).

Campagnes de reconnaissance géotechnique du site et nature du sol

La première campagne de reconnaissance a été réalisée par l'International Airports Authority of India (IAAI) en 1984. Les résultats de celle-ci ont fait l'objet d'expertises effectuées par la Société algérienne des études techniques des infrastructures (SAETI) en 1990 qui a réalisé un certain nombre de travaux complémentaires.

3

Campagne de reconnaissance de 1984

L'IAAI, en collaboration avec le Laboratoire des travaux publics de l'Est (LTPE) de Constantine, a effectué 50 sondages à la tarière (Fig. 3) dont 45 ont atteint la profondeur de 3 m et les 5 autres celle de 6 m. Au total 170 carottes perturbées, de 1 m de longueur, ont été prélevées et soumises à des essais essentiellement

BLEAU I	Résultats des essais d'identifications (IAAI, 1984).	
	Results of identification tests (IAAI, 1984).	

Variables	W. (%)	W _L (%)	M&C (%)	γ. g/cm ³	γ_h g/cm ³	$\gamma_d g/cm^3$	Id (%)	
Nombre d'échantillons	170	170	170	156	156	170	156	
Valeur minimale	2,00	27,00	0,00	2,05	1,52	1,33	45,00	
Valeur maximale	27,40	64,00	100,00	2,68	2,13	1,88	94,00	
Moyenne arithmétique Écart-type	12,40 4.05	40,32 5,48	82,41 11.32	2,46 0,10	1,79 0,14	1,57 0.095	72,06 8,53	

d'identification des paramètres physiques qui sont : la teneur en eau (w,), la limite de liquidité (w,), la granulométrie (M&C) représentant le taux de passés au tamis de 0,08 mm, le poids volumique des grains secs (γ_c), le poids volumique humide $(\gamma_{\rm h})$, la densité sèche $(\gamma_{\rm d})$ et l'indice de densité (I_d) (Tableau I). Les essais mécaniques ont été réalisés. Il s'agit des essais de compactage (w_{opt}), des essais sur le Californian Bearing Ratio (CBR) et des essais sur le gonflement du sol (GO) (Tableau III).

Durant cette campagne, des échantillons prélevés à la surface du sol, sur 1 m d'épaisseur, ont été analysés sur la matière organique dont la teneur varie de 3,4 à 5,1 % (IAAI, 1984). L'étude de la classification du sol de ce site, à l'aide de méthodes classiques sur la base de la granulométrie et du diagramme de plasticité de Casagrande (Khalfaoui, 2002), a montré que celui-ci est pratiquement homogène sur la profondeur testée qui est de 3 m. Les analyses granulométriques ont montré que le taux moyen du passé au tamis de 0,08 mm est de 82,41 % (Tableau I). C'est donc un sol fin essentiellement argileux peu plastique et faiblement organique.

Travaux de reconnaissance réalisés par la SAETI en 1990

En 1990, la SAETI, en collaboration avec l'organisme national de Contrôles techniques des travaux publics (CTTP) d'Alger et dans le cadre d'une expertise, a réalisé quatre sondages carottés de 15 m de profondeur chacun et numérotés de 51 à 54 (Fig. 3). Des essais d'identification des paramètres physiques w,, w, y, e coefficient de compressibilité (C,), le coefficient de gonflement (C), l'angle du frottement interne (Φ) et la cohésion non drainée (C,) ont été effectués sur un certain nombre d'échantillons (Tableau II).

Valeurs moyennes des essais d'identification géotechnique dans les sondages

Afin d'optimiser les traitements de sol pour uniformiser le comportement de la piste et de se prononcer sur la qualité de la reconnaissance, il était nécessaire de ramener le problème à deux dimensions (2D) en calculant les valeurs moyennes de ces paramètres dans les sondages et d'étudier la variabilité latérale des paramètres géotechniques et les déformations des surfaces des pistes. Pour cela, nous avons calculé les valeurs moyennes des paramètres géotechniques (Tableau III). Le paramètre qui a été utilisé pour mesurer la déformation de cette surface est le tassement S dans les sondages; il a été estimé à l'aide de l'égalité (1) ci-dessous, pour toute la couche d'argile peu plastique H, épaisse de 3 m.

$$S = \Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} Cc \log\left[\frac{\sigma'_{V0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{V0}}\right]$$
(1)

avec :

$$\sigma'_{v0} = \gamma_d H_0 \tag{2}$$

et $\Delta \sigma = \gamma_r H_r = 0.5$ bar d'après SAETI (1990)

 $Cc = 0,009 (w_1 - 10) d'après Costet et Sanglérat (1975) (4)$

S : le tassement du sol dans le sondage ;

 H_0 : épaisseur de la couche du sol ($H_0 = 3 \text{ m}$);

 σ'_{vo} : contrainte effective de préconsolidation ;

 $\Delta \sigma$: charge due au remblai;

- e, : indice des vides de la couche qui est égale à 0,59 d'après IAAI (1984) ;
- Cc : coefficient de compressibilité ;
- w₁ : limite de liquidité du sol ;

TABLEAU II Résultats des essais d'identification géotechnique sur les échantillons de carotte (SAETI, 1990). Results of the geotechnical tests carried out during the second survey (SAETI, 1990).

Variables	W., (%)	W. (%)	g/cm^3	C _c	C _s	ф (°)	C _u (bars)	
Nombre d'essais	14	14	14	9	9	9	9	
Valeur minimale	10,66	38,00	1,75	0,10	0,03	3,00	0,06	
Valeur maximale	18,20	43,66	1,86	0,21	0,06	7,00	0,66	
Moyenne arithmétique	15,54	40,96	1,75	0,12	0,04	3,38	0,12	
Écart-type	3,38	2,43	0,05	0,59	0,01	1,05	0,02	

TABLEAU III Statistique des valeurs moyennes des résultats des essais géotechniques (IAAI, 1984). Statistics of the mean values of the geotechnical tests results.

Variables	W. (%)	W _L (%)	M&C (%)	$_{g/cm^3}^{\gamma_s}$	$_{g/cm^3}^{\gamma_h}$	$_{g/cm^3}^{\gamma_d}$	Id (%)	$_{g/cm^{3}}^{\gamma_{dop}}$	W _{opt}	CBR -	GO cm
Nombre d'essais	54	54	54	50	50	54	50	49	49	19	19
Valeur minimale	8,17	33,00	56,33	2,15	1,62	1,42	58,33	1,69	8,80	2,30	1,00
Valeur maximale	22,80	58,00	97,30	2,57	2,10	1,87	90,30	1,94	18,20	8,50	4,30
Moyenne arithmétique	12,41	40,32	82,43	2,46	1,79	1,57	72,06	1,81	14,04	4,56	2,67
Écart-type	3,08	4,11	5,90	0,08	0,12	0,08	6,82	0,06	1,70	1,61	1,07

EVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE 2ª trimestre 2005

 γ_d : la densité sèche du sol ;

 γ_r : poids volumique du remblai ;

 H_r : l'épaisseur – H_r = 2,5 m.

En remplaçant les différents paramètres par leurs valeurs, on obtient :

$$S = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[0,009.(w_L - 10) \right] \cdot \log \left[\frac{\gamma_d \cdot H_0 + 0.5}{\gamma_d \cdot H_0} \right]$$
(5)

L'égalité (5) montre que S dépend à la fois de w_L et de γ_d . Il est donc plus simple de considérer S comme une variable régionalisée et d'étudier sa variabilité spatiale que celles de w_L et γ_d .

Méthodes statistiques et géostatistique utilisées

Les deux principales méthodes utilisées sont l'analyse en composantes principales normées (ACP) et la procédure géostatistique de krigeage ordinaire.

4.1

L'analyse en composantes principales (ACP)

L'analyse en composantes principales est une méthode de traitement de données multivariées. Le principe de l'ACP est bien décrit par plusieurs auteurs (Lebart *et al.*, 1979; Benzecri *et al.*, 1980 et Volle, 1981). Cette méthode est souvent utilisée dans le domaine des sciences de la terre (Mezghache, 1989; Khalfaoui, 2002). C'est une méthode factorielle qui permet de construire des facteurs considérés comme de nouvelles variables indépendantes ou non corrélées sur le plan statistique, facilitant l'étude des relations entre les variables initiales. Le principal objectif est d'extraire, sous une forme condensée, la plus grande part possible de l'information contenue dans les données, qu'elle soit relative aux liaisons entre variables ou aux liaisons entre individus (essais). Les principales étapes pour une ACP sont:

1) le calcul de la matrice de corrélation et la recherche des facteurs de charge;

2) le tracé et l'interprétation des cercles de corrélations;

3) et enfin la cartographie, éventuellement, des facteurs des individus (scores).

4.2

La procédure géostatistique de krigeage ordinaire

La géostatistique ou théorie des variables régionalisées a pour objet l'étude des fonctions aléatoires. Matheron (1962a et 1962b) a introduit la notion de variables régionalisées pour quantifier un phénomène à caractère aléatoire manifestant une structure de variabilité spatiale comme par exemple les paramètres géotechniques et le tassement (S). Il a donné un fondement théorique à l'analyse probabiliste des variables régionalisées. La géostatistique a déjà été utilisée dans plusieurs travaux de recherche en géotechnique (Chiasson *et al.*, 1995 ; Bolle, 2000 ; Marache *et al.*, 2002). La prise en compte des corrélations spatiales des paramètres de reconnaissance, par l'utilisation des variogrammes, permet leur estimation sans biais de leur valeur à n'importe quel point ou de leur valeur moyenne dans n'importe quel volume de l'espace de définition, ainsi que le calcul de la variance d'estimation. Cette estimation peut se faire à l'aide du krigeage ordinaire qui tient compte de la structure spatiale de la variable régionalisée ainsi que de la répartition des mesures par rapport au volume ou aux points à estimer. Les valeurs des variances de krigeage et leur répartition spatiale permettent donc de se prononcer sur la qualité du dispositif de reconnaissance.

4 2.1

Le variogramme

L'outil de base qui caractérise la fonction aléatoire est le variogramme. Il quantifie la régionalisation. La fonction semi-variogramme est généralement désignée par γ (h); cependant afin d'éviter la confusion avec le poids volumique humide noté déjà par $\gamma_{h'}$ nous la désignerons ici par g(h). Elle est, par définition, égale à la moitié de l'espérance mathématique des écarts quadratiques des valeurs Z(x) et Z(x + h) observées aux points x et x + h:

$$g(h) = (1/2) \mathbb{E} \{ [Z(x) - Z(x+h)]^2 \}$$
(6)

Sous l'hypothèse dite «intrinsèque» selon laquelle le semi-variogramme ne dépend que du vecteur h, ce variogramme théorique peut être estimé par un semivariogramme g*(h) dit expérimental qui est calculé à l'aide de la formule suivante:

$$g^{*}(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [Z(x) - Z(x+h)]^{2}$$
(7)

où N(h) est le nombre de couples des mesures Z(x) et Z(x + h).

Ce semi-variogramme expérimental est, par la suite, ajusté à l'aide d'un des modèles théoriques qui sont bien établis. Le variogramme expérimental peut être calculé à 1, 2 où à 3 dimensions. Les résultats de calcul d'un variogramme expérimental peuvent être représentés sous forme graphique (Fig. 4).

La procédure géostatistique de krigeage ordinaire

Cette procédure consiste à trouver le meilleur estimateur linéaire possible $Z^*(x)$ d'une variable régionalisée (VR) d'un volume V ou d'un point X de l'espace de



définition en utilisant les mesures expérimentales Z_i et l'information structurale représentée par le variogramme de la régionalisation étudiée (Journel and Huijbregts, 1978). On a :

$$Z^{*}(x) = \sum_{i=1}^{N} \lambda_{i} Z_{i}$$
 (8)

Il s'agit donc de calculer les pondérateurs λ_i tel que $Z^*(X)$ soit un estimateur sans biais et que la variance d'estimation soit minimale sous l'hypothèse de stationnarité c'est-à-dire quand

$$E[Z(x)] = E[Z(x+h)] = \text{constante} = \text{moyenne}$$
(9)
et :

 $E[Z_v] = E[Z_j] = \text{constante} = \text{moyenne}$ (10) La condition de non biais est :

- la variance de Z(x) soit égale à la variance de Z(x + h)

$$Var[Z(x)] = Var[Z(x + h)]$$
 (11)

- la somme des pondérateurs soit égale à 1."

$$\sum_{i=1}^{N} \lambda_{i} = 1$$
(12)

La minimisation de la variance d'estimation sous la condition de non-biais, utilisant le formalisme de Lagrange, permet d'aboutir à un système de N + 1 équations à N + 1 inconnues qui sont les N pondérateurs λ_i et μ le paramètre de Lagrange. Ce système est dit « système de krigeage ordinaire » :

$$\begin{cases} \sum_{j=1}^{N} \lambda_j g(x_j, x_j) + \mu = g(x_j, V); \text{ avec } i = 1..a..N \text{ et } j = 1..a..N \\ \sum_{j=1}^{N} \lambda_j = 1 \end{cases}$$
(13)

avec :

$$g(x_j, V) = \frac{1}{V} \int_V g(x_j, x_k) dx_k$$
(14)

où N est le nombre de mesures les plus proches de V (ou de X si V est un point), g est la fonction semi-variogramme; x_i et x_i les points de mesures. A chaque valeur Z_k estimée par krigeage ordinaire, est associée sa variance de krigeage σ_k^2 qui est égale à :

$$\sigma_{K}^{2} = \sum_{i=1}^{N} \lambda_{i} g(x_{i}, V) - g(V, V) + \mu$$
(15)

et où :

5

$$g(V,V) = \frac{1}{V^2} \iint_V g(x_k - x_l) dx_k dx_l$$
(16)

Résultats obtenus sur le site de l'aérodrome de Batna

Analyse en composantes principales (ACP)

L'ACP a été faite sur les valeurs moyennes des paramètres w_n, w_L, M&C, $\gamma_{s'}$, $\gamma_{h'}$, $\gamma_{d'}$, I_{d'}, $\gamma_{dopt'}$, w_{opt'} et S. La matrice de corrélations simples a été calculée (Tableau IV). Les facteurs de charge ont été calculés et les cercles de corrélations ont été tracés (Fig. 5). Ces

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 111 2º trimestre 2005 derniers montrent que le facteur F1 est corrélé positivement à S et négativement à w_n et γ_{p} . Nous déduisons donc que la valeur du tassement est forte dans les secteurs où la teneur en eau et le poids volumique humide sont relativement faibles. La carte des facteurs des individus (scores) de F1 a permis de localiser ces secteurs (Fig. 6) qui doivent subir un traitement spécifique pour que le comportement de la piste soit uniforme.

5.2

Variographie du tassement S

Le calcul du variogramme expérimental de surface de S et son ajustement (Pannatier, 1995) (Fig. 7) montre une anisotropie géométrique avec un grand axe de direction 45° et un coefficient d'anisotropie égale à 0,56. Ceci montre déjà que la maille de reconnaissance n'aurait pas dû être carrée (200 m × 200 m) mais de forme rectangulaire avec un rapport largeur sur longueur égal au moins à ce coefficient d'anisotropie. Le variogramme expérimental directionnel (D = 45°) est calculé et ajusté par un schéma sphérique (Fig. 8) avec un effet de pépite $C_0 = 3,25$ cm², un palier C = 24,75 cm² et une portée a = 609,0 m. Ceci donne :

$$g^{*}(h) = 3,25 + 24,75.g_{sph} (609 m)$$
 (15)

où g_{sph} (609 m) est le variogramme sphérique relatif de palier C = 1 et de portée a 609 m. Il est égale à :

$$g_{sph} = \frac{3h}{2a} - \frac{1h^3}{2a^3} \dots \forall h < a \dots et \dots g_{sph} = 1 \dots \forall h \ge a$$
(16)

La faible valeur de C₀ par rapport à C $\left(\frac{C_0}{C} = \frac{3,25}{24,75}\right)$

= 0,13) peut être interprétée comme étant due à une grande précision dans les mesures des paramètres w_L , et γ_d qui ont été utilisés pour le calcul de S.

5.3

Krigeage de S et cartographie

Le variogramme directionnel (D = 45°) de S a été utilisé pour le krigeage ordinaire de S aux nœuds d'une maille régulière de 200 m x 200 m. La moyenne des valeurs krigées est de 30,87 cm avec une variance de dispersion moyenne de krigeage égale à 9,93 cm². La carte des isovaleurs krigées de S (Fig. 9) montre que celles-ci varient de 18 cm à 35 cm au niveau de la première piste et de 18 cm à 30 cm au niveau de la seconde piste. Le site de l'aérodrome de Batna est donc constitué d'un sol avec des secteurs à fort tassement et d'autres à faible tassement et par conséquent le traitement et le renforcement de la piste doivent être différentiels. La carte de variance de krigeage (Fig. 10) montre que cette dernière est pratiquement la même sur tout le site : il n'y a donc pas de secteur sous-reconnu. L'erreur relative de l'estimation de S est de 20% au maximum avec un niveau de confiance de 95 % - l'erreur sur l'estimation peut être considérée comme faible. La répartition latérale des sondages est donc adéquate cependant si cette erreur devrait être plus faible alors le resserrement de la maille devrait être uniforme sur tout le site. La géostatistique permet, sur la base de la précision voulue, le calcul et la détermination du type de maille nécessaire.
TABLEAU IV Matrice de corrélations simples des valeurs moyennes des paramètres géotechniques. Simple correlation matrix of the mean values of the geotechnical parameters.

	W _n	WL	M&C	Ÿ _d	Y _h	Υ _s	I _d	Υ _{dop}	W _{opt}	S
Wn WL M&C Yd Yh Ys Id Yappi	$\begin{array}{c} 1,00\\ 0,17\\ 0,11\\ -0.27\\ 0,38\\ -0.01\\ -0.30\\ -0.27\\ -0.27\end{array}$	1,00 0,45 0,24 0,07 0,06 0,01 0,09	1,00 - 0,19 - 0,06 - 0,05 0,05 - 0,23	1,00 - 0,36 - 0,13 0,00 0,15	1,00 0,07 - 0,12 0,05	1,00 0,64 0,14	1,00	1,00	4.00	
S	- 0,64	0,20	0,20	- 0,04 0,07	- 0,33	0,13	0,19	- 0,20 0,27	0,01	1,00



RIG. 5 Cercle de corrélation de l'ACP des valeurs moyennes des paramètres géotechniques. Correlation circle of the PCA of the mean values of the geotechnical parameters.



PIG. 6 Carte du facteur des invidivus (score) F1. 1 – Sols à fort facteur score (> 0,0) : à fortes valeurs en S et faibles valeurs en w_n et γ_h ; 2 – Sol à faible facteur score (< 0,0) : à faibles valeurs en S et fortes valeurs en w_n et γ_h ; 3 – Limite du site ; 4 - Sondage et son numéro.

Map of the factor score F1.

1- Soil with high value of score factor (> 0.0) : high values of S and low values of w_n and γ_h ; 2–Soil with low value of score factor (< 0.0) : low values of S and high values of w_n and γ_h ; 3–Limit of the study area; 4 - Borehole and its number.

Conclusion et recommandations

Le site de l'aérodrome de Batna a été reconnu par un total de cinquante quatre (54) sondages mécaniques. La profondeur moyenne testée est de 3 m. Seuls les quatre sondages numérotés de 51 à 54 avaient une profondeur variant de 1 à 15 m. Le site est constitué d'un sol fin argileux peu plastique et faiblement organique. Il est homogène sur la profondeur testée.

L'ACP des valeurs moyennes montre que le tassement S est corrélé négativement à $w_n et \gamma_h$. Les cercles de corrélations facteurs-paramètres géotechniques ont montré que le facteur de charge F1 oppose S à $w_n et \gamma_h$. La valeur du tassement est donc forte dans les secteurs du site où la teneur en eau et le poids volumique humide sont faibles. Il faudrait en tenir compte lors des travaux de constructions et de renforcement des pistes, afin d'éviter le risque de tassement différentiel de celles-ci.

Le calcul du variogramme expérimental de surface de S dans les sondages a montré une anisotropie avec un grand axe de direction 45° N-E et un coefficient de 0,56. Cette anisotropie peut être due à la mise en place des dépôts qui s'est effectuée dans la direction du grand axe c'est-à-dire nord-est/sud-ouest. Le variogramme directionnel (D = 45°) expérimental a été ajusté à l'aide d'un schéma sphérique qui a un effet de pépite $C_0 = 3,25$ cm², un palier C = 24,75 cm² et une portée a = 609 m. La faible valeur de C₀ par rapport à C peut être interprétée comme témoin de la bonne qualité des



a) Experimental variogram surface of S showing anisotropy with 45° directed big axis. Number in square represents number of couple [Z(x); Z(x + h)]; b) Adjusted variogram surface.

essais d'identification des paramètres physiques w_L et γ_d qui ont servi à calculer S. Le krigeage ordinaire de S au nœud de maille de 200 m x 200 m montre que les valeurs de S krigées varient de 18 cm à 35 cm avec une moyenne 30,87 cm. La cartographie de ces valeurs montre que S est très variable d'un endroit à un autre. Les zones de fort tassement ont été localisées et elles doivent être prises en compte lors du renforcement des









pistes pour assurer un comportement uniforme à ces dernières. La variance moyenne de krigeage est de 9,93 cm²; ce qui donne une erreur relative de 20 % au maximum pour un niveau de confiance de 95 % correspondant au standard gaussien $2\sigma_{\rm E}$. La cartographie des variances de krigeage montre que ces dernières sont pratiquement uniformes et que par conséquent il n'y a pas de zones sous-reconnues. Cependant, si la précision dans l'estimation des paramètres géotechniques devait être plus grande, alors le resserrement de la maille doit être uniforme sur tout le site et la géostatistique permet alors de calculer ce resserrement en fonction de la variance d'estimation souhaitée.

Bibliographie

- Benzecri J.-P. L'analyse des données : la taxinomie. Dunod, Paris, 1980, 2^e édit., 632 p.
- Bolle Å. Étude et prise en compte de la variabilité spatiale. Revue française de géotechnique 93, 2000, p. 55-66.
- Bourkouche R. Étude de la salinité actuelle d'une partie de la plaine d'El Madher et calcul d'un réseau de drainage. Thèse de magister en pédologie. Institut d'agronomie, Université de Batna, 1997, 120 p.
- Bureau D. Principaux traits de la structure des monts de Batna, Belezema (Algérie). Bull. Serv. Géol., France, n° 2, 7-12, 1970, 210 p.
- Bureau D. Le Crétacé inférieur des monts de Batna (Aurès). Lithologie et premières observations lithostratigraphiques. Bull. Serv. Géol., France, n° 13, 3-4, 1971, p. 374-385.
- Bureau D. Figures et structures sédimentaires du Crétacé inférieur des monts de Batna et Belezma, Algérie. *Bull. Serv. Géol. de France* 151 p.
- Bureau D. Conditions de sédimentation du Valanginien inférieur au Nord de l'Aurès. Bull. Soc. Hist. Nat. Afr. Nord, Alger, Fasc. 3-4, 1974, p. 151-158.

- Chiasson P., Lafleur J., Soulié M., Law K.T. – Characterizing spatial variability of a clay by geostatistics. *Revue canadienne de géotechnique* 32 (1), 1995, p. 1-10.
- Costet J., Sanglerat G. Cours pratique des mécaniques des sols - plasticité et calcul du tassement, Dunod, Paris, t. I, 1975, 285 p.
- Djeddi M., Baddari K. Élément de séismologie. Éd. OPU, Alger, 1998, 456 p.
- IAAI. Rapport géotechnique de l'International Airport Authority of India, New Delhi. Rapport interne, Direction des travaux publics de la wilaya de Batna, 1984, 150 p.
- Journel A.G., Huijbregts C.J. Mining geostatistics. Academic Press, London, 1978, 600 p.
- Khalfaoui S. Étude des paramètres physico-mécaniques des sols de l'aérodrome de Batna : typologie géotechnique, géostatistique et cartographie automatique. Mémoire de magister, Université Badji Mokhtar, Annaba, Algérie, 2002, 70 p.
- Lebart L., Morineau A. et Fénelon J.-P. Traitement des données statistiques, méthodes et programme, Dunod, Paris, 1979, 510 p.

- Marache A., Riss J., Gentier S., Chilès J.-P. – Characterisation and reconstruction of a rock fracture surface by geostatistics. International Journal for Numerical and analytical Methods in Geomecanics 26 (9), 2002, p. 873-896.
- Mathéron G. Traité de géostatistique appliquée. Mém. BRGM, 14, 1962, t. I, 333 p., t. II, 306 p.
- Mezghache H. Cartographie automatique et interprétation géostatistique d'une campagne de prospection géochimique sol. Application à la zone mercurielle Nord numidique (Algérie). Thèse. Doc. INPL, Nancy, France, 1989, 178 p.
- Pannatier Y. « Variowin » : software of spatial data analysis in 2D. University of Lausanne, Switzerland, 1995, 72 p.
- SAETI Rapport de l'expertise géotechnique du site de l'aérodrome de Batna. Rapport interne, Direction des travaux publics de la wilaya de Batna, 1990, 20 p.
- Vila J.-M. La chaîne alpine de l'Algérie orientale et confins algéro-tunisiens. Thèse doctorat en sciences, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 1980, 663 p.
- Volle M. Analyses des données. Economica, Paris, 1981, 317 p.

De l'utilisation d'échantillons humides en porosimétrie au mercure

On the use of et samples with mercury intrusion porosimetery

M. GASC-BARBIER LRPC, 1 avenue du colonel Roche 31400 Toulouse muriel.gasc@equipement.gouv.fr

S. CHANCHOLE LMS, École polytechnique 91128 Palaiseau cedex chanchol@Ims.polytechnique.fr

Résumé

Les échantillons placés dans un porosimètre à mercure sont classiquement ou bien séchés ou bien lyophilisés avant expérience. Ces techniques d'analyse permettent d'avoir accès à la totalité du spectre de distribution des tailles des pores connectés. Dans le cas de roches très raides et peu poreuses, cette procédure expérimentale avec lyophilisation ou séchage risque de créer artificiellement des microfissures nouvelles altérant le réseau poreux initial, surtout si le séchage n'est pas suffisamment lent. Ce travail étudie donc la faisabilité d'essais sur échantillons humides afin d'appréhender au mieux le réseau de pore connecté «vrai».

Mots-clés : porosimétrie mercure, argilite, échantillons humides.

1. Introduction

Afin de mieux comprendre les mécanismes d'endommagement d'une roche indurée particulière (l'argilite de Bure, roche du Callovo-Oxfordien prélevée à 490 m de profondeur), nous avons cherché des techniques d'analyse permettant de caractériser la microfissuration induite lors d'essais couplés hygromécaniques. Notre choix s'est porté sur la porosimétrie au mercure, une technique qui permet d'obtenir des renseignements quantitatifs sur la répartition du réseau poral d'un échantillon. Dans le cadre de cette étude, nous avons été amenés à placer dans le porosimètre à mercure des échantillons à l'état humide, afin de comparer le spectre de porosité naturel à la répartition du réseau poreux de l'échantillon une fois séché. En effet, dans le cas de roches profondes comme les argilites, leur compacité et leur raideur font que le départ d'eau induit très fréquemment l'apparition d'une microfissuration, qui vient s'ajouter à celle induite par le déconfinement mécanique. Ainsi, ce n'est pas le réseau poreux réel de la roche qui est étudié

Abstract

Samples studied using mercury intrusion porosimetry are usually previously dehydrated by using either simple air drying or freeze-drying before testing. This technique is aimed at characterizing the pore-size distribution of the sample. In case of low porosity hard claystones, this procedure with drying may artificially introduce microcracks, modifying the natural pore distribution in the sample. This paper studies the feasibility of mercury porosimetry tests on wet samples in order to study the «real» pore system.

Key words : mercury intrusion porosimetry, claystone, wet sample.

par la porosimétrie au mercure, mais plutôt le réseau poreux de la roche endommagée par le séchage, conduisant à une surestimation du volume poreux.

Or, il n'existe pas de norme française concernant l'étude de sol ou de roche par la porosimétrie au mercure. Selon la norme américaine (ASTM D 4404-84), l'échantillon testé doit être sec et, pour cela, la norme préconise d'utiliser une méthode « qui enlève des pores et de leur pourtour toutes les substances étrangères et n'altère d'aucune façon le sol ou la roche à étudier ». Lorsque ce n'est pas possible, pour les roches ou les sols granulaires sans éléments fins (coarse-grained soils), la norme conseille un dégazage sous un vide de 1,3 Pa et à une température de 150 °C, pendant au moins 24 heures. Le séchage de l'échantillon doit permettre de rendre disponible le réseau poreux (souvent initialement gorgé d'eau) à la pénétration par le mercure. La température choisie, dans la majorité des cas, n'est pas suffisante, d'après la norme, pour que l'échantillon soit perturbé par le départ d'eau.

Note technique

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} février 2006. Ce dernier point n'est a priori pas vérifié pour les argiles, le séchage à 150 °C induit, en effet, le départ d'eau libre, mais également d'eau liée (Tessier, 1984). Cette technique de séchage au four, en général plutôt à 105 °C, pour éviter d'endommager la structure des minéraux argileux est très utilisée pour l'étude des sols (Bruand *et al.*, 1993; Lamotte *et al.*, 1997). Dans le cas de roches raides où les pressions de succions sont très importantes, la technique du séchage à l'étuve semble par contre fortement déconseillée, même si elle est encore utilisée (Sammartino *et al.*, 2003; Tugrul, 2004).

D'autres techniques telle la lyophilisation et/ou cryodessiccation d'échantillon à différents états hydriques sont largement utilisées pour la caractérisation des réseaux poreux (Tessier, 1984; Delage et Lefebvre, 1984; Daupley, 1997; Romero et al., 1999; Musso et al., 2003; Simms et Yanful, 2004). Ces derniers auteurs présentent d'ailleurs une revue relativement exhaustive des travaux portant sur l'utilisation couplée de la porosimétrie mercure et des courbes de rétention d'eau pour l'estimation des variations de volume dans des sols argileux compactés. C'est sans doute sur la nature du matériau étudié qu'il convient donc de faire une distinction : en effet, si la lyophilisation semble tout à fait adéquate pour appréhender la microstructure de sols, elle présente néanmoins l'inconvénient de créer des artefacts expérimentaux dans le cas des roches raides ayant une très faible teneur en eau, comme les argilites. Une création de microfissures induite par l'augmentation de volume due à la congélation rapide de l'eau contenue dans le réseau poreux a pu être mise en évidence grâce à la comparaison d'observations réalisées au microscope électronique à balayage (MEB) et au microscope confocal, en collaboration avec D. Tessier de l'INRA de Versailles; ces résultats n'ont pas été publiés. La difficulté revient alors, comme souvent, à pouvoir placer la limite entre un sol compact et une roche, c'est-à-dire à savoir dans quels cas cette microfissuration existe et dans quels cas elle est suffisamment faible pour être négligée.

Enfin, il est difficile d'affecter la microfissuration «totale» observée à la technique expérimentale particulière utilisée car une étude récente au MEB environnemental (Montes *et al.*, 2004) a montré par l'image que les cycles d'humectation/dessiccation conduisaient également à l'apparition de microfissures; mais là aussi des artefacts subsistent.

C'est donc afin de perturber le moins possible les échantillons que nous avons entrepris la faisabilité d'une étude sur échantillons dans leur état naturel, humide. Nous présentons dans la suite les appareils utilisés et le mode opératoire suivi, les calculs de vérification réalisés afin de montrer la validité générale de la méthode, puis nous l'illustrons à partir d'exemples de résultats obtenus sur l'argilite de Bure, mais également sur d'autres types de roches argileuses profondes (argile de Boom et argilite du mont Terri).

2. Présentation

L'échantillon sélectionné, une fois pesé, est placé dans le dilatomètre du porosimètre à mercure. Il y demeurera jusqu'à la fin de la mesure, ce qui permet d'éviter des variations d'humidité de l'échantillon liées au contact de l'air. Le dilatomètre est fermé hermétiquement grâce à de la graisse à vide, puis placé dans l'appareil basse pression. Le vide est alors réalisé au sein du dilatomètre (jusqu'à environ 20 à 30 Pa, ce qui prend moins de 10 minutes), puis le mercure est injecté. Une fois le dilatomètre plein, l'analyse peut commencer. Le premier appareil (de type basse pression) permet l'analyse des macropores. Le mercure est injecté à des pressions allant du quasi-vide (20 à 30 Pa) jusqu'à 400 kPa, ce qui correspond à des rayons d'intrusion de 63 à 1,8 microns environ. A l'issue de la mesure, le dilatomètre est placé dans le second appareil (de type haute pression). Il permet des injections de mercure pour des pressions allant de 10 kPa à 400 MPa, ce qui correspond à des rayons d'intrusion allant de 3 microns à 2 nanomètres environ. Il y a donc recouvrement des rayons sur une partie au moins du spectre, ce qui permet d'assurer la continuité des valeurs. Les deux ensembles de résultats d'injection (haute et basse pressions) sont compilés afin d'obtenir un spectre de pores global. Cette compilation n'est néanmoins pas parfaite, puisqu'on remarque sur les courbes une petite marche d'escalier aux alentours de 2 mm, qui est sans doute un artefact du système de mesure et ne sera pas prise en compte dans l'analyse proposée ultérieurement.

3. Justification de la méthode

Lorsque les échantillons testés contiennent de l'eau sous forme liquide, l'espace poral mesuré est le seul volume occupé par la phase gazeuse (cf. Fig. 1); ainsi, la procédure d'utilisation des appareils décrite ci-dessus soulève plusieurs questions:

1) Lors de la mise sous vide, que devient l'eau présente dans l'échantillon?

2) Est-ce que cette eau gêne la pénétration de mercure : l'eau présente peut elle occuper des pores qui, compte tenu de leur taille, devraient être, pour la pression atteinte, accessibles au mercure ?

3) Les volumes poreux obtenus en présence d'eau sont-ils les vrais volumes libres ou a-t-on une compression de l'eau qui fausserait les résultats?



3.1. La mise sous vide

Lors de la mise sous vide, il devrait y avoir, en principe, vaporisation de l'eau contenue dans l'échantillon. Nous avons fait des essais pour vérifier la variation éventuelle de poids de l'échantillon sous l'effet de la mise sous vide dans les conditions du porosimètre (20 à 30 Pa atteints en 10 minutes environ). Pour cela, nous avons testé des échantillons initialement à l'équilibre avec une humidité relative de 98 %. On n'obtient pas de variation de poids (à la précision de mesure près, soit 1/100 g pour les balances conventionnelles utilisées); c'est-à-dire que l'eau semble rester dans l'échantillon. Et plus encore, on ne note pas de modification importante du matériau à l'œil nu.

Le choix de cette valeur d'équilibre a été fait car 98 % est la valeur d'humidité relative la plus élevée accessible simplement par la mise en équilibre avec des solutions salines. En effet, toute autre technique d'humidification est délicate, l'argilite du site de Bure présentant une aptitude au gonflement et se délitant en cas d'immersion (Ghoreychi, 1997; Gasc-Barbier, 2002; Escoffier, 2002). Ainsi, il est très difficile de pouvoir assurer une saturation parfaite (100 %); de plus, nous avons montré que le gonflement induisait lui aussi la création de macroposité ce qui rend toute interprétation extrêmement délicate (Bauer-Plaindoux et al., 1997; Gasc-Barbier et al., 1999). Il demeure par contre qu'à une humidité relative de 98 %, il peut se produire une microfissuration liée au relâchement de contraintes hydriques, qui peuvent alors compenser le remplissage des micropores.

Différentes explications peuvent être envisagées, liées aux forces de tension superficielle qui pourraient limiter les vitesses de vaporisation de l'eau : en effet, compte tenu de la géométrie des pores (faible rayon d'accès, volume du pore plus ou moins important, forme en « bouteille d'encre » (bottleneck)) et de la très faible surface d'évaporation, les forces de tension superficielle seraient très importantes, ce qui ralentirait considérablement la vitesse de vaporisation de l'eau des ménisques. D'autre part, la probable présence de gaz dissous, d'ions en solution et plus généralement la présence de particules argileuses chargées pourraient contribuer à stabiliser le système eau/roche et donc à maintenir les molécules d'eau en place.

3.2. L'eau présente gêne-t-elle l'injection de mercure ?

Pour répondre à cette question, il faudrait pouvoir trancher sur le type d'eau influencé par la succion. On considère que le chauffage à 105 °C ne libère que de l'eau libre (Tessier, 1984); or les succions imposées par la méthode des humidités relatives sont inférieures à celle imposée par séchage à l'étuve, donc seule l'eau libre devrait être concernée. Cette eau libre est définie comme celle n'étant liée au squelette rigide que par des forces capillaires faibles; la faiblesse des forces capillaire ne devrait donc pas gêner le passage du mercure.

3.3. La compression de l'eau

Le coefficient de compressibilité adiabatique de l'eau à 20 °C est de 4,44 x 10⁻¹⁰ Pa⁻¹. La pression maximale donnée par le porosimètre étant de 400 MPa, l'eau dans l'échantillon se comprimera au maximum de 17,8 % pour les hautes pressions, ce qui revient à surestimer légèrement les macropores; et en dessous de 100 MPa, on a une contraction de l'eau inférieure à 5 %. Cette contraction, bien que faible, n'est pas négligeable et doit sans doute être prise en compte dans les analyses détaillées des courbes de porosimétrie. Néanmoins, la présence de gaz dissous peut modifier cet état de fait puisque la compressibilité de l'eau contenant des gaz dissous est plus importante, pour les faibles valeurs de la pression d'intrusion.

4. Exemples de résultats

4.1. Comparaison entre échantillons secs et humides

Les figures 2 et 3 présentent les spectres de porosité (volume cumulé de mercure injecté par gramme d'échantillon en fonction du rayon d'accès des pores) obtenus sur échantillons naturels (humides) et sur échantillons séchés à l'étuve à 105 °C pendant 24h. La figure 2 correspond à des échantillons d'argilie de Boom et la figure 3 à des échantillons d'argilite du mont Terri. Les échantillons secs et humides sont pris les plus semblables possibles (même échantillon de départ) et ont une masse de 3 g environ. Ces figures montrent de façon nette que le volume disponible à la pénétration de mercure est bien plus important pour les échantillons à l'état sec (courbes en traits fins) qu'à l'état naturel (courbes en gras).



Pour aller plus en avant dans l'analyse, nous allons nous concentrer sur les résultats obtenus sur l'argilite du mont Terri: sachant que la porosité volumique globale mesurée est proche de 10 %, on arrive à un volume disponible après séchage de 42 mm³/g environ (en considérant une masse volumique saturée de 2 400 kg/m³). Or, après le séchage subi par l'échantillon testé (24 h à l'étuve à 105 °C), le spectre de porosité donne 55 mm³/g. La première observation est que l'on



se trouve dans le même ordre de grandeur, mais audessus des volumes attendus. Ainsi, il semble que dans ce cas, il y ait effectivement création d'une microfissuration supplémentaire, due sans doute aux relâchements des contraintes hydriques, et cette microfissuration est globalement quantifiable. Néanmoins, compte tenu des faibles volumes considérés, des approximations de calculs et de la dispersion des valeurs de teneur en eau observée qui ne permettent donc pas une comparaison directe des volumes, il convient de rester prudent. La technique envisagée ne permet donc pas de s'affranchir totalement de la création d'une microfissuration par séchage mais permet de la diminuer fortement et de la quantifier globalement.

D'autres renseignements peuvent être obtenus grâce à l'utilisation des spectres de porosités : en effet, le volume cumulé maximum de mercure pénétré dans l'échantillon humide est de 5,2 mm³/g. Si on corrige cette valeur de la compressibilité de l'eau (cf. § 3.3), on obtient un volume effectivement pénétré d'environ 4,5 mm³/g. Or, en se référant à la courbe obtenue sur échantillon sec, ce volume correspond à un rayon de pore de 2 µm, ce qui, moyennant l'hypothèse d'application de la loi de Kelvin (Tessier, 1984; Israelachvili, 1992), conduit à une humidité relative supérieure à 99,95 %. On peut donc considérer que l'argilite du mont Terri étudiée était effectivement dans un état très proche de la saturation.

4.2. Étude des échantillons humides d'argilite de Bure

Une série d'expériences a ensuite été réalisée sur des échantillons d'argilite profonde du Callovo-Oxfordien provenant tous du site de Bure (forage Est 205), de la même carotte initiale prélevée à 491,7 m de profondeur. De cette carotte initiale ont été prélevées, entre autre, 6 séries d'échantillons. Les échantillons ont tout d'abord été séchés par paliers thermiques afin de maîtriser au mieux l'état initial du matériau tout en minimisant la perturbation induite (15 jours à l'air ambiant, puis 2 jours à 50 °C, 5 jours à 70 °C, 6 jours à 90 °C, 5 jours à 105 °C) et enfin ont été mis à l'équilibre à différentes humidités contrôlées, en utilisant des dessiccateurs contenant des solutions salines (Tessier, 1984; Delage et al., 1998), sauf une série gardée à l'étuve. Les échantillons ont été placés dans le porosimètre à mercure à leur état final « humidifié ». Le séchage initial a été réalisé afin de partir pour tous les échantillons du même état initial. En effet, même s'ils provenaient tous de la même carotte, compte tenu des temps de manutention (prélèvement, transport, stockage, etc.), et compte tenu du grand nombre d'échantillons qui a été prélevé, nous n'étions pas complètement sûrs de leur état initial, et nous avons préféré courir le risque d'un endommagement dû au cycles hydriques ou thermiques initiaux afin d'être fixés sur leur histoire de chargement hydrigue.

Les figures 4 et 5 présentent respectivement le volume cumulé de mercure injecté par gramme d'échantillon et le volume relatif, en fonction du rayon d'accès des pores, obtenus sur les échantillons étudiés en sortie de dessiccateur. Une première approche qualitative globale donne des résultats tout à fait satisfaisants : en effet, si l'on considère la classe de pore proche de 10-15 nm (le pic est bien visible sur la figure 5), les courbes sont rangées quasiment toutes dans l'ordre attendu, c'est-à-dire que plus l'échantillon est sec, plus il possède de pores accessibles à l'injection de mercure. Ce résultat est corroboré par le calcul de la porosité ouverte des échantillons (Tableau I et Fig. 6), puisqu'on observe – globalement – que plus l'échantillon est sec, plus sa porosité accessible augmente.



Le porosimètre au mercure permet d'atteindre des tailles de pores allant jusqu'à 2 nm. Or, si l'on se réfère au tableau I et à Tessier (1984), ce rayon d'accès est obtenu à une succion de 100 MPa environ, ce qui correspond à une humidité relative d'environ 50 %. Ainsi, les pores se vidant à une succion supérieure ne sont pas visibles directement par porosimétrie au mercure. L'influence des pores se vidant à des succions supé-



rieures (des humidités relatives plus faibles) ne se voit donc que par l'intermédiaire des pores non cylindriques, ayant un rayon d'accès beaucoup plus faible que le pore en lui-même (bottleneck).

En regardant de manière plus précise les volumes d'intrusion de mercure en fonction du rayon d'accès des pores, on peut obtenir les valeurs du tableau II. Les deux valeurs de rayon d'accès des pores proposées (r., et r_o) pour les comparaisons ont été choisies comme suit: $r_2 = 0,021 \mu m$ correspond, dans le cas de pores cylindriques et moyennant l'utilisation de la loi de Kelvin, à une humidité relative de 95 % (Tessier, 1984 et Tableau I); et $r_3 = 0,015 \ \mu m$, correspond au rayon d'accès pour lequel est obtenu le point d'inflexion des courbes de la figure 4. En comparant les valeurs de volume relatif avec les courbes globales de volume



cumulé, on s'aperçoit que pour la nanoporosité (rayons d'accès inférieurs à 0,02 µm environ) on peut considérer trois groupes de comportement : (1) les échantillons mis en équilibre à des humidités relatives supérieures à 80 %; (2) les échantillons mis en équilibre à des humidités relatives comprises entre 30 % et 80 % et enfin (3) les échantillons « secs », humidité relative inférieure à 20 % ou séchés à l'étuve. Décrivons plus précisément le comportement de chacun de ces sous-groupes, en rappelant que chronologiquement, les échantillons ont tous été séchés avant d'être réhumidifiés en dessiccateur:

Échantillons « secs »

On retrouve pour l'ensemble des échantillons testés pour chacun des deux états : sec (étuve à 105 °C) et en équilibre à 20 %, le même comportement général : les

TABLEAU I Porosité et rayon d'accès des pores - échantillon d'argilite de Bure. Total porosity and pore radius - Bure's claystone.

Humidité relative	Pression	Rayon de constriction	Rayon de pore	Porosité mesurée
(% RH)	(MPa)	(µm) (Tessier, 1984)	libéré (porosimètre) (µm)	au porosimètre à mercure (%)
98	$\begin{array}{r} -2,8\\ -6,92\\ -15,1\\ -26,3\\ -33,1\\ -56,26\\ -158,5\\ -234,423\\ -10^{-3}\end{array}$	0,052	0,01-0,012	9,6-12,2
95		0,021	0,009-0,014	11,4-16,4
90		0,0097	0,012-0,017	11,3-14,3
81		0,0056	0,009-0,017	9,6-18,3
79,5		0,0044	0,012-0,018	10,3-21,9
66		0,0026	0,018	13,4
32,5		0,0014	0,013-0,014	13,7-18,2
20		0,00094	0,013-0,014	11,5-21,8
étuve 105°C		0,00015	0,015	15,5-19,5

TABLEAU || Comparaison des volumes d'intrusion de mercure (mm³/g). Comparison of cumulative volume of injected mercury.

Humidité relative imposée (%)	Volume cumulé final (r _t = 0,002 μm)	Volume cumulé à $r_2 = 0.021 \mu m$	Volume cumulé à $r_s = 0,015 \ \mu m$	Volume libéré de r_1 à r_2	Volume libéré de r _t à r _s
98 95 90 81 79,5 66 32,5 20	41,38 48,41 47,69 45,86 57,8 69,25 82 99,26 99,26	28,41 24,21 17,05 14,33 17,4 28,36 40,97 51,85	31,38 31,1 26,53 23,65 38,03 38,72 51,41 64,99 52,74	12,97 24,2 30,64 31,53 40,4 40,89 41,03 47,41 50,00	10 17,31 21,16 22,21 29,77 30,53 30,59 34,27 34,27

échantillons en équilibre à 20 % ont un plus grand volume de pore accessible que ceux séchés au four (Gasc-Barbier, 2002). Ce phénomène n'est pas simple à expliquer, une des hypothèses sur laquelle nous travaillons actuellement serait de supposer qu'une très faible quantité d'eau induirait des forces de tractions très importantes qui conduiraient alors à l'apparition d'une microfissuration supplémentaire à celle occasionnée par le séchage au four et donc induirait l'augmentation du volume disponible à la pénétration de mercure.

L'existence de cette microfissuration supplémentaire est corroborée par le calcul des volumes disponibles. En effet, la teneur en eau mesurée sur le même matériau est de l'ordre de 7 à 8 % environ, soit, pour un matériau sec, environ 85 mm³/g de volume disponible pour la pénétration au mercure, après correction de la compressibilité de l'eau. Or les volumes de mercure effectivement pénétrés sont beaucoup plus importants (20 % de plus environ) sur les échantillons en équilibre avec 20 % d'humidité relative et ce, dès la macroporosité enregistrable par porosimétrie mercure. Ce qui atteste bien de l'existence d'une microfissuration induite par le chauffage.

• Échantillons mis en équilibre à des humidités relatives comprises entre 30 et 80 %

Au niveau de la nanoporosité (rayons d'accès inférieurs à 0,02 μ m), les volumes d'eau libérés (donc accessibles au mercure) sont identiques. Ces pores ne sont donc pas affectés par la dessiccation/réhumectation, ce qui semble logique puisqu'ils ont été vidés lors du séchage au four, et n'ont pas encore été re-remplis (rappelons que r = 0,021 μ m correspond à une humidité relative de 95 %).

• Échantillons mis en équilibre à des humidités relatives supérieures à 80 % environ

Plus l'humidité relative augmente, plus le spectre de porosité est plat, en particulier au niveau de la nanoporosité (rayons d'accès inférieurs à 0,02 µm). Cette observation peut également être retrouvée sur les spectres des échantillons humides de l'argile de Boom (Fig. 2) et de l'argilite du Mont Terri (Fig. 3). Deux hypothèses permettent sans doute d'expliquer ce phénomène : d'une part les pores ayant des rayons d'accès inférieurs à 0,02 µm sont déjà remplis ou quasiment remplis pour ces humidités relatives, et d'autre part, il semblerait que du gonflement apparaisse au sein des feuillets argileux présents qui rempliraient les vides créés par la microfissuration induite par le séchage, phénomène déjà connu dans ce type de matériaux (Gasc-Barbier *et al.*, 1999).

Des compléments concernant l'interprétation du point de vue structural des classes de pores observées sont donnés dans Gasc-Barbier (2002).

5. Conclusion

La méthode que nous venons de présenter ici est destinée à l'étude fine de la microporosité des matériaux de porosité faible, pouvant être perturbés par un séchage. Elle permet de prendre en compte les variations fines liées à la désaturation de la roche. D'autre part, elle est venue corroborer les hypothèses relatives aux causes microscopiques des déformations macroscopiques observées dans le cas des argiles raides étudiées, phénomènes de microfisssuration liée à la dessiccation et au gonflement des feuillets lors de la réhumectation successive (Gasc-Barbier, 2002).

Afin de valider notre méthode d'un point de vue quantitatif plus précis, nous conduisons actuellement une campagne de tests au pycnomètre à hélium pour comparer les résultats de volume accessible par ces deux méthodes. D'autre part, nous travaillons également à comparer les résultats obtenus en porosimétrie mercure à ceux que l'on peut tirer de l'étude approfondie des courbes de saturation classiques (méthode développée par Bruand, 1986).

Néanmoins, des questions subsistent : les classes de pores rendues accessibles à la pénétration de mercure pour une pression donnée ne correspondent pas à celles calculées théoriquement par la loi de Kelvin (Tessier, 1984 ; Gasc-Barbier, 2002 et comparaison des colonnes 3 et 4 du tableau). Pour obtenir des résultats quantitatifs plus précis, il faudrait sans doute réaliser des séries d'analyse portant sur des argiles pures, aux classes de pores connues afin de vérifier si dans ces cas « plus simples » on retrouve les valeurs théoriques.

- ASTM D4404-84 Standard test Method for Determination of Pore Volume and Pore Volume Distribution of Soil and Rock by Mercury Intrusion Porosimetry. Norme ASTM, ré-approuvée en 1998.
- Bauer-Plaindoux C., Tessier D., Ghoreychi M. – Propriétés mécaniques des roches argileuses carbonatées: importance de la relation calcite-argile. C.R. Académie des Sciences, Paris, Sciences de la terre et des planètes, 326, 1998, p. 231-237.
- Bruand A. Contribution à l'étude de la dynamique de l'espace poral. Utilisation des courbes de retrait et des courbes de rétention d'eau. *Sciences du sol*, n° 24, 1986, p. 351-362.
- Bruand A., D'Acqui L.P., Nyamuagafata P., Darthout R., Ristori G.G. – Analysis of porosity in a tilled « crusting soil » in Zimbabwe. *Geoderma*, n° 59, 1993, p. 235-248.
- Daupley X. Étude du potentiel de l'eau interstitielle d'une roche argileuse et de relations entre ses propriétés hydriques et mécaniques. Application aux argilites du Toarcien de la région de Tournemire (Aveyron). Thèse de doctorat de l'École nationale supérieure des mines de Paris, 1997.
- Delage P., Lefebvre G. Study of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Can. Geotech. J.*, vol. 21, 1984, p. 21-35.
- Delage P., Howat M.D., Cui Y.J. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, n° 50, 1998, p. 31-48.
- Escoffier S. Caractérisation expérimentale

du comportement hydromécanique des argilites de Meuse/Haute-Marne. Thèse de doctorat de l'Institut national polytechnique de Lorraine, 2002.

- Gasc-Barbier M. Étude des mécanismes de déformation de roches argileuses profondes – apport de la microstructure et des analyses pétrophysiques. Thèse de doctorat de l'université Pierre-et-Marie Curie (Paris VI), 2002.
- Gasc-Barbier M., Ghoreychi M., Tessier D. – Comportement mécanique de roches argileuses profondes : incidence de la texture. Proc. 9th Int. Cong. Rock Mech., Balkema, vol. 2, 1999, p. 595-600.
- Ghoreychi M. Comportement rhéologique et couplages thermo-hydro-mécaniques dans les argilites de l'est: expériences macroscopiques et analyses microscopiques. Communication présentée aux journées scientifiques « ANDRA-EST », Bar-le-Duc, 27-28 octobre 1997.
- Israelachvili J. Intermolecular and surface forces. Academic press, 1992, 2nd ed., 450 p.
- Lamotte M., Bruand A., Humbel F.X., Herbillon A.J., Rieu M. – A hard sandy-loam soil from semi arid Nothern Cameroon: I. Fabric of the groundmass. *European* J. of soil Sc., n° 48, 1997, p. 213-225.
- Montes H.G., Duplay J., Martinez L., Escoffier S., Rousset D. – Structural modification of Callovo-Oxfordian argillite under hydration/dehydration conditions. *Applied Clay Science* 25, 2004, p. 184-194.
- Musso G., Moales E.R., Gens A., Castellanos E. – The role of structure in the

chemically induced deformation of FEBEX Bentonite. *Applied Clay Science* 23, 2003, p. 229-237.

- Romero E., Gens A., Lloret A. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. *Eng. Geol.* 54, 1999, p. 117-127.
- Sammartino S., Bouchet A., Prêt D., Parneix J.-C., Tevissen E. – Spatial distribution of porosity and minerals in clay rocks for the Callovo-Oxfordian formation (Meuse/Haute Marne, Eastern France). Implication on ionic species diffusion and rock sorption capability. *Applied Clay Science* 23, 2003, p. 157-166.
- Simms P.H., Yanful E.K. Predicting soilwater characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Geotechnique* 52, n° 4, 2002, p. 269-278.
- Simms P.H., Yanful E.K. A discussion of the application of mercury intrusion porosimetry for the investigation of soil, including an evaluation of its use to estimate volume change in compacted clayey soils. *Geotechnique* 54, n° 6, 2004, p. 421-426.
- Tessier D. Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation. Thèse d'état de l'université Paris VII, 1984.
- Tugrul A. The effect of weathering on pore geometry and compressive strenght of selective rock types from Turkey. Eng. Geol. 75, 2004, p. 215-227.

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^e éd.

Wastiaux M. et al. – « Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama ». Revue française de géotechnique, nº 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.

Le butonnage dans un coin pour une fouille ouverte d'un côté Angle buttress

P. HABIB LMS, École polytechnique

Victor Hugo dans *Les Misérables* écrit : « Grâce à ses nombreuses évasions du bagne de Toulon, Jean Valjean était passé maître dans cet art incroyable de s'élever sans échelles, sans crampons, par la seule force musculaire, en s'appuyant de la nuque, des épaules, des hanches et des genoux, en s'aidant à peine des rares reliefs de la pierre, dans l'angle droit d'un mur, au besoin jusqu'à la hauteur d'un sixième étage¹.»

C'est très difficile de grimper dans un coin : il faut une adhérence terrible des chaussures au contact simultané des deux murs. Compte tenu du poids propre, il faut un coefficient de frottement largement supérieur à 45°. Faire de la varappe en grimpant dans une « cheminée » dont les parois lisses sont presque parallèles, c'est plutôt facile : mais, dans un coin à 90°, c'est presque impossible. Souvent, il y a une fissure au fond du coin. On peut alors monter à la « Düllfer », mais la fissure n'est pas toujours accessible...

Venons-en au butonnage dans les coins d'une fouille pour le soutènement des murs ou des parois moulées. Si les fouilles sont carrées ou rectangulaires, des butons placés en coin sont un soutènement efficace (Fig. 1). Les butons ne dérapent pas quand ils sont fixés efficacement sur les murs et si les murs sont aptes à supporter la compression horizontale correspondante. La force transmise par un buton peut alors se décomposer sur chaque mur en une force normale qui s'oppose à la poussée des terres et une force tangentielle T qui est équilibrée par la force T' engendrée par le buton du coin adjacent.



FIG. 9 Fouille dans un sol en pente.



NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} février 2006.

⁽¹⁾ Victor Hugo «Les Misérables». Deuxième partie. Livre cinquième. Chapitre V: « Qui serait impossible avec l'éclairage au gaz», p. 634 dans l'édition 1998 des « Classiques de Poche ». Dans les pages suivantes, ce procédé sera utilisé par Jean Valjean pour échapper aux auxiliaires du policier Javert.



FIG. 3 Cinématique du mouvement.



FIG. 4. Un exemple de butonnage d'un coin.

Mais, que se passe-t-il s'il n'y a pas de coin adjacent, par exemple parce que la fouille est ouverte d'un côté ou pour d'autres cas, comme lorsque le sol est en pente (Fig. 2)? Le côté du mur le plus haut de la fouille est évidemment soumis à la plus grande poussée des terres; souvent d'ailleurs ce mur est soutenu par des ancrages ou par l'encastrement de son pied. Les forces tangentielles sur ce mur, apportées par les butons, sont équilibrées. Mais, pour les murs latéraux ?

Le calcul est fait le plus souvent en déterminant alors la résistance du mur au glissement contre le sol par une formule de la forme $T = S (c + n \tan \varphi)$, où S est l'aire du mur en contact avec le sol et n la poussée apportée par le buton. En somme, on vérifie deux fois l'équilibre du mur, d'abord par le calcul de la poussée des terres et ensuite par le non glissement du mur le long du sol. Ceci n'est pas correct, car le mécanisme de ruine, c'est la somme des deux. D'ailleurs, la cinétique du début de l'accident est claire et simple. Comme d'une part le raccourcissement d'un buton métallique est insignifiant, et que, d'autre part, une extrémité du buton est fixée sur un mur qui ne bouge pas, il en résulte que la trajectoire du point de contact de l'autre extrémité du buton sur le mur latéral est pratiquement un arc de cercle (Fig. 3). Ainsi, au début d'un incident le déplacement normal du mur latéral vers la fouille est accompagné d'un mouvement tangentiel du mur latéral de même amplitude dans le sens de la pente. Si le soutènement est constitué de plusieurs butons dans de mêmes plans horizontaux, comme sur la figure 4, et pour peu que la paroi latérale prenne un peu de ventre, elle peut s'étirer dans la direction horizontale et donc se rompre avec des fissures verticales, la paroi étant alors soumise à une traction horizontale. Alors, c'est la panique !

Et cette situation est tout à fait étrange. En effet, lorsqu'un contrôleur passe sur le chantier avant tout désordre, et qu'il voit ce que montre la figure 4, il pense « Ah ! Oui ! C'est très bien : c'est évident, ça tient grâce à ces très beaux butons ». Mais, quand les déplacements apparaissent et que la catastrophe menace, le même contrôleur venant sur le chantier dira : « Mais évidemment, comment voulez-vous que ces butons tiennent quelque chose ? ».

Mais alors, que peut-on faire ? On peut évidemment ajouter une force normale à la paroi, c'est-à-dire augmenter n dans la formule donnée plus haut, de façon à faire croître le terme n tan φ . Pour cela on peut, par exemple, placer des tirants perpendiculaires au mur latéral. Mais alors, si on équilibre la poussée des terres par des ancrages, on n'a plus besoin de butons.

On peut aussi mettre en œuvre des tirants longs horizontaux derrière le mur latéral, et parallèles à ce dernier, en nombre suffisant pour s'opposer à T (Fig. 3). Ce sera toujours plus coûteux que si on avait mis tout de suite des ancrages normaux aux murs latéraux.

En conclusion, le butonnage en coin pour une fouille ouverte d'un côté est une méthode dangereuse, ou bien si la terre ne pousse pas derrière le mur latéral, c'est une méthode illusoire.

Il reste néanmoins un problème qui peut paraître intéressant: si l'angle du coin est aigu, c'est-à-dire plus petit qu'un angle droit, jusqu'à quelle limite de cet angle le butonnage d'un seul coin peut-il être réalisé sans risques ?