REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 102 1^{er} trimestre 2003

Sommaire



Comportement des remblais en enrochement	0
E. ALONSO, L. ODELCOP	3
Estimation par une approche variationnelle du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé par colonnes	04
M. BOUASSIDA, Z. GUÉTIF, P. DE BUHAN, L. DORMIEUX	21
Modélisation numérique par rétro-analyse du comportement des parois moulées butonnées	04
N. BENMEBAREK, S. BENMEBAREK, R. KASTNER	31
Ouvrages renforcés : approche par superposition de milieux continus et traitement numérique	10
D. GARNIER, B. SUDRET, E. BOURGEOIS, JF. SEMBLAT	43
L'étude <i>in situ</i> des fluides en mécanique crustale FH. CORNET	53
Note technique A propos du fauchage ou basculement des têtes de couches P. HABIB, P. DUFFAUT	71
Thèses	73

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

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

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

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

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

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

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

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

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

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

Revue trimestrielle

Abonnement 2003 (numéros 102 à 105) franco : 117 € Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens) La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger. Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau. N° d'imprimeur : 70469. Dépôt légal : avril 2003

(©) 2003 Commission paritaire n° 60855 ISSN 0181 — 0529

resses de l'école nationale des

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.

Comportement des remblais en enrochement

Résumé

Les résultats des essais en laboratoire et l'expérience in situ démontrent que les remblais en enrochement se déforment au cours du temps selon un processus qui est lié à l'action de l'eau. Les essais réalisés dans des cellules cedométriques démontrent que l'humidité relative de l'air dans les vides des enrochements est la variable qui contrôle l'action de l'eau. Les phénomènes de propagation subcritique de fissures offrent un cadre de référence conceptuel adéquat pour développer des modèles constitutifs macroscopiques. Un modèle basé sur la théorie de la plasticité avec écrouissage est développé afin de reproduire le comportement des essais de compression unidimensionnelle réalisés. Le modèle constitutif est couplé à des phénomènes d'écoulement pour développer un outil réaliste qui puisse résoudre des problèmes aux limites. Cet article décrit un exemple dans lequel l'histoire complète d'un essai œdométrique a été simulée. Il semble que le modèle développé offre une meilleure compréhension du comportement des structures en enrochement.

Mots-clés : relations constitutives, essais en laboratoire, gravier, enrochement, succion, compressibilité, flux.

Behaviour of rockfill embankments

Abstract

Both, laboratory test results and field experience show that rockfill embankments deform along time in a process that is linked to water action. Tests performed in oedometer cells have shown that the relative humidity of the air within the rockfill voids is the variable that controls water action. Subcritical crack propagation phenomena provide an adequate conceptual reference framework to develop macroscopic constitutive models. A model has been developed within the theory of hardening plasticity. It explains the behaviour of the onedimensional tests performed. The constitutive model was coupled with flow phenomena in order to develop a realistic tool to solve boundary value problems. The paper reports an example in which the complete history of an oedometer test has been simulated. It is thought that the model developed offers a better understanding of the behaviour of rockfill structures.

Keywords : constitutive relations, laboratory tests, gravels, rockfill, suction, compressibility, flow.

E. ALONSO

Universidad Politécnica de Catalunya Barcelone (Espagne)

L. OLDECOP

Universidad nacional de San Juán San Juán (Argentine)

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

Introduction

L'emploi de remblais en enrochement dans la construction est probablement aussi ancien que notre civilisation. Un exemple d'une étonnante modernité est le barrage de Sadd-el-Kaffara (Fig. 1) construit en Égypte en 2600 av. J.-C. (Schnitter, 1994). Le barrage. de 14 m de hauteur, avait un noyau imperméable protégé par deux épaulements en enrochement rattachés au parement par un ouvrage de maçonnerie. Mais, c'est seulement au début du xx^e siècle que se généralise la conception de barrages comportant soit des recharges, soit l'ensemble du profil résistant en enrochement. Dans ces grandes structures, on observait fréquemment des tassements différés ou rapides, ces derniers étant associés à l'immersion des zones d'enrochements. Il fut vérifié que le compactage en couches des remblais, comme dans les terre-pleins, réduisait considérablement les tassements. Ainsi les données de Sherard et Cooke (1987) montrent que les tassements, après construction dans des enrochements compactés, représentent 0,13 % de la hauteur totale de l'ouvrage, tandis qu'elles atteignent 0,75 % de la hauteur et voire plus dans le cas d'enrochements non compactés.



Sadd-el-Kafara. Rockfill dam built in Egypt 2600 a.C (Schnitter, 1994).

Les tassements progressent indéfiniment avec le temps. Les mesures de tassements recueillies par Sowers *et al.* (1965) en crête de barrages en enrochement à partir de la fin de la construction mettent en évidence la tendance des tassements différés à croître linéairement (et parfois à une vitesse supérieure) avec le logarithme du temps.

La présence d'eau a une importance capitale dans la génération des tassements. On connaît bien les phénomènes d'effondrement des enrochements en amont des barrages lors de la première mise en eau. Le terme « effondrement » signifie dans ce contexte l'augmentation de la déformation à contrainte de confinement constante. Les phénomènes d'effondrement de matériau granulaire grossier ont été observés dans des barrages et des remblais comme en laboratoire (Sowers *et al.*, 1965; Marsal, 1973; Nobari et Duncan, 1972). Les figures 2a et 2b reproduisent les résultats des essais œdométriques publiés par Nobari et Duncan (1972) à propos d'une argilite triturée et compactée provenant du barrage Pyramid. La saturation des échantillons initialement secs, à contrainte constante (Fig. 2a) ou à porosité constante (Fig. 2b) conduit le volume ou l'état de contrainte de l'échantillon à la courbe de compression saturée. Ce résultat est formellement identique à celui observé pendant la saturation des sols non saturés (Alonso *et al.*, 1987).



Toutefois, les mécanismes de déformation des matériaux granulaires grossiers et des sols fins (sable fin et tailles inférieures) doivent être radicalement différents. Ceci est illustré sur la figure 3 où l'on a dessiné la variation de la force d'attraction capillaire entre deux particules sphériques en contact avec un ménisque d'eau de courbure (et donc de succion) variable. La force d'attraction capillaire, F_w, est calculée en employant la théorie du ménisque toroïdal présentée par Gili (1988). Dans les quatre cas représentés (enrochement : diamètre D = 50 cm; gravier : D = 10 mm; sable moyen : D = 0.5 mm et limon moyen : D = 0.01 mm), on a employé le poids du grain comme référence pour normaliser la valeur de F. On observe que, pour les tailles supérieures au gravillon, le poids de chaque grain surpasse nettement la force capillaire maximale aux contacts isolés et donc les forces internes d'origine capillaire tendront à être négligeables dans les matériaux grossiers.



Sur la figure 4, on a représenté la valeur absolue des forces capillaires F_w en fonction de la contrainte normale moyenne le long d'un plan de référence qui passe par les contacts entre particules. Pour cela, on a fait l'hypothèse simple d'une configuration cubique de sphères. La réduction rapide du nombre de contacts par unité de surface fait que les contraintes équivalentes à la succion capillaire dans les matériaux grossiers soient très petites. Ceci est illustré sur la figure 4 dans le cas de quatre matériaux granulaires choisis à cette fin. En conclusion, les contraintes d'origine capillaire ne sont pas suffisantes pour expliquer l'effet de l'eau dans les matériaux granulaires grossiers.

Des essais de compression, réalisés par des différents auteurs (Sowers *et al.*, 1965, Marsal, 1973, Clements, 1981) sur des pointes isolées de roche en contact avec des surfaces du même ou d'autres matériaux, suggèrent que l'écrasement des contacts est la principale cause qui explique la déformation de l'enrochement ainsi que l'effet de l'eau. Sur la figure 5, on reproduit l'essai de compression présenté par Clements (1981) sur une cale de roche d'angle au sommet 169,1°. La saturation de la pointe, effectuée deux heures après l'application de la charge de compression, produit une accélération brusque de la déformation. Sowers *et al.* (1965) ont observé le même comportement dans des essais œdométriques sur échantillons granulaires de Grauwacke et de grès (Fig. 5).





FIG. 5 (a) Effet de l'immersion dans les essais de compression monodimensionnels de roche broyée sous contrainte verticale constante égale à 0,8 MPa (Sowers et al., 1965). Diamètre de œdomètre = 190 mm, hauteur de l'éprouvette = 100 mm, taille maximale des particules = 38 mm. (b) Essai d'inon-dation d'une pointe de roche (Clements, 1981).

(a) Effect of flooding in one-dimensional compression tests of crushed rock under a constant vertical stress (0.8 MPa) (Sawers et al., 1965). Oedometer diameter = 190 mm; specimen thickness = 100 mm; maximum size of particles = 38 mm. (b) Flooding test on a rock point (Clements, 1981). Terzaghi (1960) a été l'un des premiers à suggérer que la déformation des enrochements est causée par l'écrasement de particules à proximité de contacts très surchargés et par la postérieure remise en ordre de la structure granulaire vers une configuration plus stable. Les essais mentionnés ci-dessus montrent de plus que la présence d'eau accélère l'écrasement des contacts et donc la déformation globale du matériau granulaire.

La saturation des enrochements n'est pas la seule cause des effondrements observés dans les recharges ou barrages en enrochement. L'action des pluies, incapables de saturer ces matériaux à forte perméabilité, a des effets similaires. Ainsi, Naylor *et al.* (1997) ont montré un rapport direct entre les tassements du barrage de Beliche et l'intensité des précipitations. Bauman (1960) a décrit comment le barrage de Logswell connut de graves tassements d'effondrement lors d'une pluie de 360 mm. Dans ce barrage à masque en béton, le corps du remblai a été construit avec un gneiss granitique non préalablement compacté ou mouillé. Suite à la pluie, les tassements verticaux ont atteint 4 % de la hauteur du barrage, ce qui a causé l'écrasement du masque en béton.

La figure 6 illustre le comportement du barrage de l'Infernillo, d'une hauteur de 150 m, à la fin de sa construction. C'est un barrage à novau central en argile et recharges en enrochement de diorite et conglomérats, déversés secs et sans compactage. En suivant le comportement de la borne M-10, on peut observer l'effondrement de la recharge amont pendant la première mise en eau en 1964. Il est de plus significatif qu'après 18 mois de vitesse décroissante de déformation (de janvier 1965 à juillet 1966) on observe une soudaine augmentation des tassements et des déplacements horizontaux des bornes M-10 et M-23. Cette accélération des mouvements est visible jusqu'à la fin de 1968 et correspond aux périodes de pluie intense qui ont commencé en 1966. On peut aussi vérifier que le tassement additionnel mesuré en crête du barrage à partir du premier remplissage, en apparence dû aux pluies et à la prévisible humidification progressive de la recharge amont, est du même ordre de magnitude que le tassement initial d'effondrement induit par la saturation complète de la recharge en amont. La vitesse de ce deuxième tassement différé est seulement plus lente.

Au contraire des épaulements amont des barrages, les remblais employés sous les voies de communication se verront rarement inondés. Mais ils seront soumis à l'action des pluies et on peut prévoir qu'ils subiront des phénomènes similaires à ceux observés à l'Infernillo. Soriano et Sánchez (1999) ont décrit le comportement après construction des remblais de la ligne de train à haute vitesse Madrid-Séville, majoritairement construits en enrochements d'ardoise et de schiste. L'un des cas décrits, qui correspond à un remblai d'une hauteur de 40 m, est représenté à la figure 7. On observe dans ce cas un rapport clair entre l'intensité de la pluie et la vitesse du tassement pendant les années 1996-1997. Il est de plus intéressant de noter que les pluies additionnelles de la fin de 1997, d'une intensité similaire à celle de la fin de 1996, ne produisent plus de mouvements significatifs. On pourrait conclure que les précipitations antérieures ont préconsolidé le remblai.

L'interprétation de mesures *in situ* ainsi que les programmes d'essai dans des équipements de grand diamètre ont permis une connaissance raisonnable de la nature de la déformation dans les matériaux granu-



laires grossiers. Les principaux programmes expérimentaux publiés correspondent à des essais œdométriques et triaxiaux. D'autres essais ont aussi été réalisés dans des cellules à déformation plane et de cisaillement en torsion. La recherche expérimentale en laboratoire la plus intense a eu lieu au cours des années 1960, 1970 et 1980. Au cours des années suivantes, l'intérêt a diminué. Il est intéressant de noter que la plus grande taille de particules testée en laboratoire est de 20 cm et correspond aux essais réalisés par Marsal (1973).

Dans tous les essais, une rupture significative des particules fut observée. Elle dépend du niveau de contraintes atteint, de la forme des particules, de la granulométrie (les particules anguleuses et les matériaux de granulométrie uniforme sont ceux qui ont la plus grande propension à la rupture), de la résistance de la roche et de la présence d'eau. L'effet d'échelle fut aussi examiné, plus concrètement par Marachi *et al.* (1969). Il se traduit par une rupture plus intense des particules



dans les matériaux les plus grossiers. L'effet de l'eau a été étudié de façon détaillée par Nobari et Duncan (1972) à partir d'essais œdométriques et triaxiaux sur argilite triturée. Ils ont observé que la teneur en eau initiale est le facteur le plus important pour déterminer l'intensité de l'effondrement en cas d'inondation. Plus la teneur en eau est haute, moins grand est l'effondrement en cas d'inondation. Cela confirme l'importance de la pratique habituelle d'arroser l'enrochement pendant la phase de compactage. Ils ont en outre montré que la rupture des particules se produit suite à l'application d'incréments de charge ou après un processus d'effondrement à contrainte de confinement constante.

L'ensemble de ces résultats expérimentaux n'a toutefois pas conduit à l'élaboration de modèles complets de comportement, ni à l'incorporation d'une façon claire de l'action de l'eau. Cela n'a pas empêché la réalisation d'analyses numériques du comportement des barrages et des remblais en employant la technique des éléments finis et des modèles contrainte-déformation relativement simples : modèle hyperbolique (Nobari et Duncan, 1972 ; Veiga Pinto, 1933 ; Soriano et Sánchez, 1996) ou modèles K-G (Naylor *et al.*, 1986, 1997 ; Alonso *et al.*, 1988). L'effet de l'eau y est pris en compte moyennant des artifices numériques.

L'analyse de Nobari et Duncan (1972) est probablement la première à prendre en compte cet effet. Leur méthode considère deux séries de paramètres rhéologiques, chacun correspondant au modèle hyperbolique. Le premier décrit le matériau à sa teneur d'eau initiale et le deuxième à sa teneur en eau finale (généralement à saturation). L'effet de la saturation est alors simulé en introduisant des forces nodales égales à la relaxation des contraintes, ce qui implique de « sauter » de la série de paramètres à l'état sec à celle à l'état humide. Cette procédure a été employée par d'autres auteurs, cités auparavant. Naylor *et al.* (1986) généralisèrent la procédure à n'importe quel modèle rhéologique, y compris les modèles élastoplastiques. Alonso *et al.* (1993) décrivirent les déformations volumétriques des enrochements par deux surfaces d'état, qui utilisent une formulation propre aux sols non saturés pour introduire les déformations d'effondrement comme déformations initiales. Justo et Durand (1999) ont simulé les déformations différées des enrochements en employant un modèle viscoélastique monodimensionnel.

Dans cet article, on décrit les développements récents permettant de comprendre plus précisément l'action de l'eau sur les enrochements. Ils conduisent à la formulation de modèles constitutifs plus généraux qui, semble-t-il, permettent de reproduire d'une façon satisfaisante les résultats expérimentaux. Ainsi, une voie est ouverte pour une modélisation numérique plus sophistiquée des structures et des remblais en enrochement, qui intègre dans un cadre cohérent les actions environnementales et proprement mécaniques.

2

Un modèle conceptuel de déformation pour les enrochements

Divers phénomènes ont été proposés pour représenter la réduction de la résistance des roches due à l'action de l'eau : la perte de cohésion causée par la réduction de l'énergie superficielle des minéraux (Vutukuri et Lama, 1978); la réduction de la succion (Vutukuri et Lama, 1978); la réduction de la succion (Vutukuri et Lama, 1978); l'expansion des minéraux argileux (De Alba et Sesana, 1978; Delgado *et al.*, 1982). Toutefois, ce sont les phénomènes de propagation sub-critique de fissures qui semblent le mieux s'adapter aux observations expérimentales.

Dans la théorie classique de la mécanique de la rupture, la propagation rapide et catastrophique d'une fissure se produit lorsque le facteur dit d'intensité des contraintes (K) équivaut à une valeur critique (Kc), qui est une propriété du matériau connu sous le nom de ténacité. La valeur de K dépend de la géométrie de la fissure, du mode de chargement (traction, cisaillement normal ou parallèle à la fissure) et de l'intensité de la contrainte appliquée. Pour un mode de chargement (décrit par l'indice L) la valeur de K se calcule comme :

$$K_{\rm L} = \beta \sigma \sqrt{\pi a}$$
 (1)

où a est la longueur de la fissure (voir Fig. 8), σ , la contrainte de traction dans le cas représenté sur la figure 8, et β , une constante qui dépend de la géométrie. Le mode I (L = I) correspond à la traction pure ; L = II, au cisaillement normal à la fissure, et L = III, au cisaillement parallèle à la fissure. Le cas le plus habituel correspond à la propagation de la rupture en mode I.



prété comme étant le travail des contraintes entre l'état initial et l'état activé. R est la constante des gaz parfaits et T la température absolue. Les paramètres $V_{\alpha} E^{\ddagger}$ et b sont des constantes pour un environnement déterminé, caractérisé par T et RH. L'équation (3) est cohérente avec les données expérimentales de la figure 9 (qui correspond à la propagation d'écrasement du verre) et aussi avec des données disponibles sur des roches (Atkinson et Meredith, 1987). Dans tous ces cas, on a observé que V augmente proportionnellement à RH (pour RH compris entre 20 et 80 %). Si la propagation de la fissure se produit dans un milieu liquide (par exemple une solution), on a observé expérimentalement (Freiman, 1984) que la vitesse de propagation est proportionnelle à l'humidité relative du gaz en équilibre thermodynamique avec le liquide. Dans ce cas, les potentiels chimiques de la solution et du gaz sont égaux. La figure 9 indique que les données de V correspondant à HR = 100 % sont très proches de ceux obtenus pour des éprouvettes plongées dans de l'eau.

Il a été toutefois observé que la rupture peut se propager à une certaine vitesse V, même quand K < Kc (on omet l'indice L pour simplifier). Ce phénomène est connu comme propagation sub-critique de la rupture. La vitesse V dépend de la valeur K, mais aussi de l'action d'agents « corrosifs » externes comme l'eau. Les études de corrosion sous contraintes (Michalske et Freiman, 1982; Atkinson et Meredith, 1987) aident à interpréter le mécanisme de l'action de l'eau sur la propagation des ruptures. Dans le cas des minéraux de quartz, l'eau affaiblit les liaisons tendues silice-oxygène (Freiman, 1984) :

$$H_2O + [Si - O - Si] \rightarrow \chi^{\ddagger} \rightarrow 2[Si - OH]$$
 (2)

La réaction conduit alors au complexe activé χ^{\downarrow} , dont les liaisons, plus faibles que celles du matériau d'origine, se brisent sous les contraintes appliquées. La vitesse de propagation de la fracture V est contrôlée par la vitesse de la réaction (2). Des données expérimentales, similaires à celles représentées sur la figure 9, indiquent que V dépend du facteur d'intensité des contraintes K et de l'humidité relative (RH) qui est une mesure de l'énergie de l'eau. La formulation thermodynamique de la théorie de la vitesse de réaction appliquée à la corrosion sous contraintes en présence d'eau agissant comme agent corrosif (Widerhorn *et al.*, 1980, 1982, Freiman, 1984) donne la structure suivante de dépendance entre V, K et la RH :

$$V = V_{o}(RH) \exp\left[-(E^{\ddagger} - bK)/RT\right]$$
(3)

Le terme (E∓-bK) est interprété comme étant l'énergie d'activation (ou écran d'énergie) de la réaction de corrosion. E‡ englobe les termes d'énergie qui ne dépendent pas de la contrainte. Le terme bK est inter-

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 102 1º trimestre 2003



Dans le cas de l'eau et de solutions d'autres liquides ou de sels contenues dans celle-ci, l'humidité relative est une façon de décrire le potentiel chimique, ou la succion. En effet, la loi psychrométrique établit :

$$RH = \exp\left[-\frac{M_{v}(s+\pi)}{RT}\right]$$
(4)

où $\psi=s+\pi$ est la succion totale, s est la succion capillaire et $\pi,$ la succion osmotique. M_v est le volume molaire de l'eau.

Dans la ligne de ces idées, un précédent intéressant est fourni par les essais réalisés par Martín Viñas (1973) sur de la roche triturée. Il attribua les déformations d'effondrement de l'enrochement à l'écrasement des particules de roche sous l'action conjointe des contraintes et de l'affaiblissement des forces électrostatiques de cohésion dans les liaisons atomigues de la roche en présence de molécules dipolaires telles que celle de l'eau et choisit d'expliquer l'effondrement en utilisant la constante diélectrique comme variable fondamentale du liquide saturant les vides de l'enrochement. Il réalisa des essais d'effondrement dans un œdomètre en inondant avec différents liquides et observa la corrélation montrée sur la figure 10 entre l'effondrement et la constante diélectrique. Le travail de Martín Viñas a mis en évidence que c'est une propriété fondamentale du liquide présent dans les vides de l'enrochement qui contrôle, avec l'état de contraintes, l'effondrement. Dans les travaux d'ingénierie, c'est généralement l'eau, avec une concentration variable en sel, qui occupe partiellement les pores de la roche et les vides de l'enrochement. Dans ce cas, la variable fondamentale qui explique la vitesse de rupture des particules est l'humidité relative du gaz dans les vides de l'enrochement ou, alternativement, la succion totale de l'eau.



FIG. 10 Corrélation expérimentale entre la déformation d'effondrement mesurée lors d'un essai œdométrique sur calcaire trituré (sous une charge verticale constante de 1,6 MPa) et la constante diélectrique des différents liquides employés pour inonder les éprouvettes (Viñas, 1973). Diamètre de l'œdomètre = 70 mm, hauteur de l'éprouvette = 70 mm, granulométrie entre tamis #4 et #10 (ASTM).

Experimental correlation between collapse deformation measured an oedometer test of crushed limestone (under a constant vertical stress of 1.6 MPa) and the dielectric constant of different flooding liquids (Viñas, 1973). Oedometer diameter: 70 mm; Specimen height: 70 mm. Grain sizes in the range ASTM #4 and #10.

Les données expérimentales de la figure 9 ou de l'équation (3) peuvent se synthétiser par le schéma de la figure 11 qui représente la vitesse de propagation de la rupture en fonction du facteur d'intensité des contraintes, K, et l'humidité relative RH. L'axe K est divisé en trois régions : I, II et III, limitées par deux valeurs critiques de K : la valeur au-dessous de laquelle la propagation de la rupture (K_o) est impossible et la valeur de ténacité K_c . Les fissures dont l'état se situe dans la région $K_0 < K < K_c$ se propagent à une vitesse qui dépend de RH et de la contrainte appliquée. Lorsque $K = K_c$, la rupture est instantanée. Dans une situation d'équilibre (sans déformation), toutes les fissures des particules de l'enrochement auront lieu dans la région I. Si l'on incrémente la charge, l'état des fissures se déplacera le long de l'axe K. Certaines atteindront la région III. Une rupture instantanée de ces particules aura lieu, provoquant une déformation instantanée. D'autres particules auront un état qui occupera la région II. Celles-ci connaîtront un processus de propagation de la rupture (K augmentera) jusqu'à la rupture complète. La rupture progressive de ces particules contribuera à générer une composante de déformation différée. L'augmentation de RH a deux effets : il augmente, d'une part, la vitesse de propagation de la rupture (et donc, la vitesse de déformation macrostructurale) et il étend, d'autre part, la région II à des valeurs de plus en plus petites de K_{o} , ce qui génère de nouvelles fissures. Selon cette interprétation, l'effondrement par inondation correspond aux déformations qui se produisent à contrainte constante lorsque l'humidité relative atteint 100 %. Ce modèle conceptuel est schématiquement représenté sur la figure 11. Il indique qu'un enrochement sec (RH = 0 %) n'expérimentera pas de déformations différées (car dans ce cas $K_0 \cong K_c$), mais que son potentiel d'effondrement est haut, dans le cas où l'humidité relative ambiante augmente suffisamment pour que les fissures les plus sollicitées soient activées.



On a décrit un mécanisme de déformation des enrochements lié à la rupture des particules. Il coexiste sûrement avec des autres mécanismes, tels que le simple réarrangement de particules, communs dans les sols. Un modèle rhéologique macroscopique se doit d'intégrer les différents mécanismes qui contribuent à la déformation sur la base de données expérimentales du comportement d'enrochement en réponse à certains cheminements de contraintes. Les idées antérieures suggèrent qu'une variable fondamentale de ces trajectoires est l'humidité relative du milieu ambiant. Pour valider cette idée, on a planifié et réalisé une série d'essais œdométriques sur roche triturée avec contrôle de l'humidité relative.

3

Essais œdométriques avec contrôle d'humidité relative

Les essais ont été conduits sur une ardoise quartzique cambrique originaire d'un affleurement proche de l'emplacement du futur barrage sur le fleuve Pancrudo en Aragon (Fig. 12). A partir de particules extraites à la pelle rétro, on a obtenu par trituration un matériau granulaire de taille maximale des grains proche de 4 cm (Fig. 13). Sur la figure 14, la courbe granulométrique du matériau est représentée. Les autres propriétés de la roche sont : une résistance à la compression simple égale à 20,5 MPa (14,2-31,9 MPa) déterminée sur des échantillons équilibrés a l'humidité relative du laboratoire (RH \cong 60 %), un poids spécifique relatif égal à 2,754 et une porosité de 8 % (6,3-11,8 %). La courbe de rétention des particules de roche, mesurée avec différentes techniques d'application de la succion (technique tensiométrique pour les succions très basses ; de surpression d'air pour des succions moyennes et de contrôle de l'humidité relative pour les succions hautes) est indiquée sur la figure 15. La teneur en eau à saturation des particules de roche est d'environ 2,5 %. La saturation du matériau granulaire se produit à une teneur en eau d'environ 20 %. Les échantillons testés ont été compactés à l'aide d'un marteau au travers d'une base interposée qui évite un coup direct sur les particules de roche. Les échantillons ont été compactés directement dans l'anneau œdométrique en quatre couches ayant reçu chacune une énergie de 600-700 Joules/I (proche de celle correspondant à l'essai du Proctor normal : 584,3 Joules/I). Après compactage, l'indice des vides était égal à 0,55 \pm 0,03. Avant compactage, la teneur en eau des échantillons s'était équilibrée avec l'humidité ambiante du laboratoire (30 % HR à 22 °C). La teneur en eau initiale était donc basse, inférieure à 1 %.

On a construit deux oedomètres à humidité relative contrôlée destinés à recevoir des échantillons de 300 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur. La procédure de contrôle de l'HR est indiquée sur la figure 16: on fait circuler l'air contenant un pourcentage en vapeur d'eau obtenu par barbotage dans une solution



FIG. 12 Photographie de l'affleurement d'ardoise du Pancrudo, à l'endroit d'obtention du matériau testé. Pancrudo shale outcrop.



FIG. 13 Matériel testé. (a) Avant le compactage.
 (b) Éprouvette compactée dans l'anneau cedométrique.
 Tested material. (a) Before compaction.
 (b) Compacted specimen inside the oedometer

cell



FIG. 14 Granulométrie d'enrochement du matériau testé (avant le compactage). Ardoise du Pancrudo triturée. Taille maximale = 40 mm, taille minimale = 0,4 mm, Cu = 2,9. Grain size distribution of tested gravel before compaction. Crushed Pancrudo shale. Maximum and minimum sizes = 40 and 0.4 mm, uniformity coefficient, Cu = 2.9.



FIG. 15 Courbe de rétention de l'ardoise du Pancrudo. Données expérimentales et formules mathématiques par rapport aux branches d'humidification et de séchage. Les chiffres identifient les échantillons essayés. Water retention curve of the Pancrudo shale. Experimental data and mathematical expressions interpolated. Numbers identify samples tested.

saline à concentration fixée. Après une période d'équilibre, l'humidité relative dans les vides de l'enrochement correspond à un HR en équilibre thermodynamique avec la solution saline de contrôle. Un hygromètre placé dans le circuit à proximité de l'échantillon fournit une mesure directe du HR atteint. La vapeur d'eau se déplace au travers des (grands) vides de l'enrochement à l'aide des phénomènes advectifs. La migration de la vapeur d'eau à l'intérieur des pores de la roche sera par contre contrôlée par des phénomènes de diffusion (Fig. 16). Un enrochement est en fait un matériau avec une double porosité très marquée. Cela permet de parler d'une part du HR des grands vides et d'une autre part du HR des pores de la roche, généralement différent. Entre les deux, s'établiront des mécanismes locaux de transfert qui seront examinés dans la dernière section de cet article. Dans cette section, on présentera des résultats correspondant à la situation d'équilibre (égalité) entre les deux humidités relatives.



Scheme of RH controlled oedometer cell.

Les deux équipements construits sont illustrés sur les figures 17 et 18. La taille des échantillons est la même dans les deux oedomètres. Le premier équipement construit (Fig. 17) est un oedomètre de type Rowe en laiton. Les résultats présentés ici correspondent à cette cellule. Dans le deuxième (le schéma est montré sur la figure 19), on a introduit des améliorations : possibilité d'augmenter la contrainte verticale jusqu'à une valeur de 27 MPa, un meilleur contrôle du HR, une mesure des charges verticales sur l'appui inférieur, qui permet de déterminer la friction moyenne sur l'anneau de confinement ainsi qu'un dispositif de mesure des contraintes horizontales.



FIG. 17 Photographie de l'œdomètre Rowe (équipement I) employé dans le programme d'essais. Rowe type oedometer (I) used in the first series of tests performed



FIG. 18 Photographie de l'œdomètre II, développé pour l'essai de matériaux d'enrochements avec contrôle de HR. Diamètre de l'éprouvette = 300 mm. Hauteur de l'éprouvette = 200 mm. Contrainte verticale maximale = 2,8 MPa. L'équipement permet la mesure de la contrainte latérale et du frottement entre l'éprouvette et la paroi de l'oedomètre.

RH controlled oedometer cell (II) used in the second series of test performed. Sample diameter = 300 mm. Sample height = 200 mm. Maximum vertical stress = 2.8 MPa. Lateral stresses and side friction can be measured.



FIG. 19 Schéma de l'œdomètre pour enrochements II. Scheme of RH controlled oedometer cell (II).

Les résultats des cinq essais de compression effectués dans le premier oedomètre sont indiqués sur la figure 20. Sur la figure 20b, on a indiqué les trajectoires des contraintes appliquées dans un plan : succion totale vs. contrainte verticale. Les déformations mesurées dans ces essais sont représentées sur la figure 20a. La charge a été appliquée par incréments de 24 heures. Les données de la figure 20 correspondent à t = 1000 min.

L'analyse des courbes de déformation en fonction du temps après l'immersion à contrainte verticale constante (c'est le cas de l'essai 3, sous une contrainte de 0,6 MPa) montre que l'effondrement est associé à une accélération des déformations différées. Dans l'essai 4, la trajectoire de l'essai 3 est répétée, mais cette fois l'humidification de l'échantillon sous $\sigma_v = 0,60$ MPa se fait en augmentant le RH par étapes (c'est-à-dire en réduisant par étapes la succion totale). L'effondrement final, atteint lorsqu'on a RH = 100 %, est similaire à celui de l'échantillon 3. Pourtant dans l'essai 4, l'échantillon n'a pas été inondé et les vides entre particules ne sont pas remplis de liquide.

L'ensemble des essais peut être synthétisé en une série de conclusions :

Les déformations induites par une augmentation de charge ont deux composantes : instantanées qui diminuent avec la contrainte de confinement et qui ne semblent pas être affectées par la teneur en eau ; et différées, qui augmentent avec l'intensité de la contrainte appliquée et la teneur en eau initiale. Les déformations différées semblent être négligeables sous une contrainte de confinement, qui dans le cas des échantillons testés, est d'environ 0,4 Mpa ;



Il y a une courbe de compression unique (linéaire dans le plan contrainte-déformation) pour chaque humidité relative (ou succion totale). Si ψ augmente, le matériau se rigidifie ;

A chaque instant du processus de charge, on peut définir un domaine élastique ;

L'effet de l'humidification dépend de la contrainte de confinement. On ne mesure pas d'effondrement en dessous d'une certaine contrainte de confinement.



Modèle rhéologique

A partir des observations expérimentales et des implications du modèle conceptuel décrit auparavant, on a formulé un modèle élastoplastique pour le comportement des enrochements. La formulation a trois étapes : dans la première, on considère des états isotropes de contrainte et déformation et on introduit l'influence de l'eau. Dans la deuxième, on combine le modèle de compressibilité isotrope avec des états de cisaillement dans l'espace triaxial des contraintes. Finalement, on généralise le modèle en employant un critère de rupture du type Von Mises. Dans Oldecop et Alonso (2001), il y a une description plus détaillée du modèle de compressibilité.

Conformément aux expériences, on suppose que la relation contrainte (moyenne)-déformation est linéaire. La pente de cette ligne (taux de compression) dépend de la succion totale. Si la contrainte moyenne appliquée, p, est inférieure à une valeur seuil, p_y , le taux de compression est constant. Lorsque $p < p_y$, il n'y a pas de déformations différées et le matériau granulaire réagit seulement par des déformations instantanées. Le paramètre p_y est interprété comme étant la contrainte de confinement qui marque le début de la rupture de particule. Il sera donc lié au facteur d'intensité des contraintes K_0 défini auparavant. C'est-à-dire, si $p < p_y$ les fissures des particules de roche sont dans la région I (Fig. 11). Dans ce cas la déformation de l'échantillon est seulement due au réarrangement des particules:

Si $p < p_v d\epsilon = \lambda^i dp$

(5)

Si $p \ge p_y$ des déformations instantanées et différées ont lieu. Les deuxièmes dépendent de la succion ψ selon:

Si
$$p \ge p_v d\varepsilon = [\lambda^i + \lambda^d(\psi)] dp$$
 (6)

où $(\lambda^{i} + \lambda^{d} (\psi))$ est la pente de la courbe de compression vierge lorsque $p > p_{v}$.

Lors de trajectoires de déchargement et rechargement (élastiques):

$$d\epsilon^e = \kappa \, d\sigma$$
 (7)

où, d'après les essais, κ est supposée indépendante de l'humidité relative. On introduit de plus une déformation de gonflement lorsque la succion diminue dans le domaine élastique:

$$d\epsilon^{\psi} = \kappa_{\psi} \frac{d\psi}{(\psi + P_{atm})}$$
(8)

Afin de simplifier le modèle, le taux d'expansion/ rétraction causé par les variations de succion, κ_{ψ} , est supposé indépendant de la succion.

Avec ces hypothèses on peut obtenir la surface de charge suivante dans l'espace (p, ψ) :

$$F(p, \psi) = p_0[\lambda^1 + \lambda^d(\psi) - \kappa] - p_v\lambda^d(\psi) - p'_0(\lambda^1 - \kappa) = 0$$
 (9)

où p₀ est le seuil de plasticité à la succion ψ et $p_{0'}^*$ est le seuil de plasticité pour des états très secs, choisi comme le paramètre d'écrouissage.

L'équation (9) est valide si $p > p_y$. Si $p < p_{y'}$ la surface de charge s'écrit simplement :

$$F(p, \psi) = p_0 - p_0^*$$
(10)

On propose comme loi d'écrouissage une simple loi de compression isotrope :

$$dp_0^* = d\epsilon^p / (\lambda^i - \kappa)$$
(11)

où ε^p est la déformation volumique plastique.

Conformément aux résultats expérimentaux, le coefficient de compressibilité $\lambda^d(\psi)$ s'exprime en fonction de la succion totale de la façon suivante :

$$\lambda^{d}(\psi) = \lambda_{o}^{d} - \alpha_{\psi} \ln\left(\frac{\psi + p_{atm}}{p_{atm}}\right); \lambda^{d} \ge 0$$
(12)

où λ_o^d et α_{ψ} sont des paramètres du modèle et λ_o^d est le taux de compressibilité du matériau saturé. Pendant le séchage du matériau, ψ augmente et la compressibilité diminue jusqu'à atteindre un « état très sec ». Dans ce cas, le taux de compressibilité est λ^i (puisque $\lambda^0 = 0$). Conformément aux données expérimentales présentées, pour l'ardoise de Pancrudo (Fig. 21) $\psi = 67$ MPa définit l'état très sec.

Si l'équation (12) est introduite dans l'équation (9), une expression explicite de la surface de charge est obtenue. La figure 22 montre les courbes de charges pour des valeurs différentes du paramètre d'écrouissage p_0^* . Les zones dans lesquelles le comportement de l'enrochement ne dépend pas de l'action de l'eau sont indiquées en gris. Elles correspondent à des états de contrainte moyenne inférieure à p_y ainsi qu'à des états très secs.

Ce modèle isotrope peut s'étendre facilement à un état de contrainte triaxial moyennant un modèle de référence qui introduit l'effet des contraintes de cisaillement. Par simplicité, le modèle de Cam-Clay



modifié est choisi et la nouvelle surface de charge s'écrit:

 $F(p, q) = q^2 - M^2 p (p_0 - p) = 0$ (13)

où q est la contrainte déviatorique, p_0 le seuil de plasticité en compression isotrope et M la pente de la ligne d'état critique (paramètre du modèle). Il serait même possible d'étendre le modèle isotrope à d'autres types de modèles dans le plan déviatorique.

A partir de l'expression de surface de charge (9), la valeur de p_0 s'obtient par:

$$p_0 = [p_0^* (\lambda^i - \kappa) + p_y \lambda^d] / (\lambda^i + \lambda^d - \kappa)$$
(14)

Les équations (12), (13) et (14) définissent la surface de charge dans le plan (p, q, ψ).

Une version généralisée de (13), qui incorpore le critère de rupture de Von Mises, est (Gens et Potts, 1988):

$$F(p, J) = 3 J^2 - M^2 p (p - p_0)$$
(15)

où J^2 est le deuxième invariant du tenseur de contraintes déviatoriques. A partir des équations (13) et (14), un potentiel plastique prédisant de manière adéquate le coefficient de poussée des terres au repos K₀ (Ohmaki, 1982) peut être construit. Il a la forme :

$$G(p, J) = 3 J^2 - \alpha M^2 p (p - p_0)$$
(16)

où α est relié à la valeur de K_o.

Les équations antérieures définissent le modèle de comportement des enrochements. Dont les paramètres sont : p_{v} , λ_{v} , λ_{o}^{d} , $\alpha_{w'}$, κ , $\kappa_{w'}$, M et α .

Les paramètres définis ont une signification physique, ce qui permet leur obtention facile à partir des données expérimentales. Les essais 1, 2 et 3 conduisent à identifier les valeurs suivantes dans le cas de l'ardoise compactée :

$$\begin{split} p_y &= 0.29 MPa, \ \lambda^i = 2.3 \, x \, 10^{-2} \ MPa, \ \lambda_0^d = 5.1 \, x \, 10^{-2} \ MPa, \\ \alpha_\psi &= 0.78 \, x \, 10^{-2} \ MPa^{-1}, \ \kappa = 0.26 \, x \, 10^{-2} \ MPa^{-1}, \\ \kappa_\psi &= 0.04 \, x \, 10^{-2} \ MPa^{-1}. \end{split}$$

Avec ces valeurs, les essais 4 et 5 ont été simulés. Le résultat de la comparaison entre les résultats de l'Essai 5 et ceux du modèle est indiqué sur la figure 23. L'effon-

drement partiel mesuré sous une contrainte verticale de 0,4 MPa n'est pas bien reproduit par le modèle mais le comportement général est représenté de manière satisfaisante.



FIG. 23 Essai 5. Comparaison modèle-expérience. Test 5. Comparison between experimental results and model calculations.

Écoulement et déformation dans un enrochement

La haute perméabilité d'un barrage ou d'un remblai en enrochement fait que la condition d'écoulements saturés est en pratique très improbable. La recharge amont d'un barrage zoné est inondée lorsque le niveau de la retenue augmente, tandis que la recharge aval est sujette à l'infiltration causée par la pluie et à l'évaporation. Ces dernières conditions sont celles qui prévalent dans les remblais en enrochements des voies de communication. Les grands vides du matériau d'enrochement resteront essentiellement pleins d'air, avec des quantités variables de vapeur d'eau, pendant la vie utile de ces structures. Comme illustré sur la figure 24. l'écoulement en phase liquide a tendance à être un écoulement à surface libre, à l'intérieur des vides de l'enrochement, en se déplaçant en surface des particules. Les particules de roche n'étant pas complètement saturés, l'eau peut y pénétrer au travers de la porosité connectée.

Une autre voie de pénétration peut être les fissures présentes dans les particules. Les plus significatives d'entre elles sont celles qui existent dans les zones proches des contacts fortement comprimés.

Dans ce système complexe de transfert d'eau sous forme liquide et vapeur, on peut suggérer un modèle d'écoulement basé sur l'existence de deux états d'énergie de l'eau dans l'enrochement : l'énergie associée aux grands vides et celle qui correspond à l'intérieur des particules ou des particules poreuses. Les deux cas ont été représentés sur la figure 16. Le premier contrôlera



l'écoulement d'eau libre, qui sera emmagasinée aux contacts entre particules par les phénomènes capillaires, et en surface des particules de roche. Les mécanismes de transfert d'eau liquide dans ces conditions ont été analysés dans Gili (1988). On se doit toutefois de les simplifier afin de les réduire à un transfert du genre Darcy généralisé, tel qu'habituellement employé dans des sols non saturés. Cela conduit à définir un coefficient de perméabilité globale qui dépend de la succion ou de l'énergie totale propre des grands vides. Cette eau libre ou vapeur régnant dans les grands vides approvisionne en eau les pores et les fissures de la roche. L'écoulement local, qui peut se considérer comme un terme de puits ou source, dépendra dans une première approche de la différence entre la succion dans les grands vides y et celle dans les pores ou fissures ψ_m . Ainsi, une formulation simple de l'écoulement entre les deux domaines de porosités s'écrit :

$$q = -\frac{dw^{m}}{dt} = -\rho_{w}\alpha'(\psi - \psi_{m})$$
(17)

où q est le débit unitaire échangé, w^m, la masse d'eau « microstructurale » (c'est-à-dire, localisée dans les vides ou fissures des particules de roches) et α' , un coefficient de transfert. Si l'on désigne par ϕ_{μ} la porosité des particules de roche, la vitesse d'échange de la masse microstructurale d'eau peut se définir comme :

$$\frac{\mathrm{d}w^{m}}{\mathrm{d}t} = \rho \left(1 - \phi\right) \phi_{m} \frac{\mathrm{d}S_{l}^{m}}{\mathrm{d}t}$$
(18)

où $S_l^{\,m}$ est le degré de saturation microstructural et ϕ est la porosité macrostructurale (grands vides) de l'enrochement. Les résultats de calculs présentés plus en avant dans le texte considèrent le coefficient $\alpha = \alpha'/\phi_{\mu}$ (MPa s)⁻¹.

On a de plus besoin de définir la courbe de rétention d'eau dans les pores de la roche. Elle a été déterminée dans le cas de l'ardoise cambrienne du Pancrudo et représentée par l'expression suivante :

$$S_{l}^{m} = \exp\left(-\psi_{m}/\psi_{o}\right) \tag{19}$$

où ψ_{0} est une succion de référence (paramètre du modèle).

On peut maintenant définir les équations de conservation du problème couplé écoulement-déformation :

Conservation de la masse d'eau

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\theta_{l}^{w} S_{l} \phi + \theta_{g}^{w} S_{g} \phi \right) + \nabla \left(j_{l}^{w} + j_{g}^{w} \right) = f^{w} = q$$
(20)

 ϕ est la porosité macrostructurale de l'enrochement, θ_i^w et θ_g^w sont les masses d'eau par unité de volume de liquide et gaz respectivement, S_g et S_i ($S_g = 1$ - S_i) sont les degrés de saturation en gaz et en liquide et j_i^w , j_g^w sont les flux d'eau (advectifs et diffusifs) dans les phases liquide et gazeuse. Le terme f^w décrit l'apport extérieur en eau qui, dans ce cas, est représenté par le terme local de puits ou source définis par l'équation (17).

Équilibre des forces

L'équilibre des forces peut s'exprimer en fonction des contraintes totales σ et des forces massiques b par:

$$\nabla \cdot \sigma + \mathbf{b} = 0 \tag{21}$$

Les composantes des forces d'origine capillaire sont ici négligeables et les formulations employées dans des sols non saturés ne sont donc pas nécessaires (Alonso *et al.*, 1988).

Les équations (17) et (21) peuvent se résoudre en introduisant les relations rhéologiques appropriées et les restrictions d'équilibre local (Olivella *et al.*, 1994, 1996). Dans le cas des enrochements, l'information additionnelle nécessaire est la suivante : équation d'écoulement de l'eau liquide (loi de Darcy généralisée); équation de diffusion de la vapeur d'eau (loi de Fick) et courbe de rétention du milieu granulaire.

Dans le modèle développé, la déformation des particules de roche n'est pas considérée. Seule la déformation de l'enrochement, associée à la rupture des particules, est représentée par le modèle rhéologique décrit auparavant. Ce modèle établit une relation incrémentale entre contraintes et déformations du type :

$$d\sigma = D_{en} \left(d\epsilon - d\epsilon_{o} \left(\psi_{m} \right) \right)$$
(22)

où $D_{\rm ep}$ est la matrice élastoplastique tangente et $d\epsilon_0$ sont les déformations associées aux changements de teneur en eau ou de succion microstructurale (à l'intérieur des particules de roche). Les expressions pour $D_{\rm ep}$ et $d\epsilon_0$ dérivent des relations rhéologiques auparavant présentées, en considérant que la succion qui intervient dans les équations est la succion existante dans les particules de roche.

La formulation présentée a été intégrée dans un programme général d'éléments finis pour la résolution de problèmes thermohydromécaniques (CODE_BRIGHT, Olivella *et al.*, 1994, 1996) aux conditions avec limites. Premièrement, l'essai œdométrique 2 a été simulé. L'échantillon a été discrétisé moyennant 10 éléments à forte perméabilité macrostructurale, ce qui garanti un transfert rapide des succions depuis le contour vers l'intérieur de l'échantillon. Sur la figure 25, on indique le cheminement de contraintes et de succion imposé pendant l'essai. L'échantillon est chargé initialement, puis déchargé et rechargé jusqu'à 0,2 MPa à une succion constante de 92 MPa. Ensuite, la teneur en eau est augmentée jusqu'à saturation sous contrainte verticale constante. Finalement, un cycle de chargement et déchargement à succion nulle est appliqué. Dans la simulation, on a employé les paramètres du modèle rhéologique présenté auparavant.



On suppose que les succions macrostructurale et microstructurale sont initialement en équilibre. Le changement de la succion macrostructurale (de 90 MPa à 0 MPa) provoque un phénomène transitoire de transfert d'eau entre les vides de la macrostructure et les pores des particules de roche qui peut être observé sur la figure 25 (évolution de la succion microstructurale). Ce phénomène transitoire est contrôlé par la valeur du paramètre α . Trois cas ont été représentés sur la figure 25.

Pour une forte valeur de α (Cas C: $\alpha = 10^{-5}$ MPa s⁻¹), le transfert local d'eau est rapide et les succions macrostructurale et microstructurale évoluent en adoptant presque les mêmes valeurs.

Sur la figure 26, on a représenté les courbes contrainte vertical-déformation mesurées et calculées. Les courbes calculées correspondent aux trois valeurs de (indiquées sur la figure 25. On peut observer l'effet de ce paramètre sur la réponse mécanique du matériau. Lors de la première réduction de succion (humidification) à contrainte constante (0,2 MPa), la valeur de α contrôle la vitesse de réduction de la succion microstructurale. La réduction étant lente, la réaction de l'échantillon est retardée (faible gonflement). Lorsque la valeur d' α est suffisamment forte, les changements brusques de la succion sur le pourtour de l'échantillon se traduisent en déformations instantanées. Un phénomène similaire est observé pour de plus fortes contraintes appliquées. Lorsque la valeur de α est faible (Fig. 26a), des différences subsistent entre les succions



microstructurale et macrostructurale. La première tend lentement à l'équilibre et ce processus provoque des déformations différées à contrainte constante. Ce phénomène s'amortit lorsque α augmente.

Cet exemple manifeste les capacités du modèle à double structure. L'effet « secondaire » de la déformation apparaît d'une façon naturelle comme un phénomène de transfert d'eau à l'intérieur des particules de roche. Cet effet temporel n'est pas le seul présent dans les enrochements. En effet, les essais à succion constante (où probablement l'équilibre macro-micro est atteint) montrent une vitesse finie de propagation de fissures et donc de déformations différées. Ce deuxième effet n'a pas été introduit d'une façon explicite dans le modèle développé. La dépendance entre la vitesse de propagation de la rupture et la succion microstructurale semble cohérente avec le mécanisme postulé de propagation subcritique de fissures. Il est raisonnable de penser que l'énergie de l'eau qui sature partialement les fissures actives des particules contrôle leur propagation. La succion micro ainsi définie est une approximation de la succion existant réellement aux extrémités des fissures actives.

6 Conclusion

Le mécanisme de propagation subcritique des fractures fournit un cadre adéquat au développement d'un modèle constitutif de comportement des enrochements qui considère l'action de l'eau. Des essais de laboratoire et l'évidence indirecte causée par les observations de terrain démontrent que l'humidité relative est la variable qui contrôle l'effet de l'eau.

Le modèle a été développé en suivant la théorie de la plasticité avec écrouissage. Le modèle a été développé initialement pour expliquer le comportement sous un état isotrope de contraintes puis postérieurement étendu à un état général de contraintes. Dans sa version la plus simple, pour des conditions isotropes de contraintes, il requiert six paramètres rhéologiques qui peuvent être déterminés par des essais de compressibilité œdométrique ou isotrope, préférablement en contrôlant l'humidité relative.

Un certain parallélisme existe entre le comportement des sols non saturés d'activité modérée et les enrochements. Le modèle élastoplastique, développé par Alonso, Gens et Josa (1990) pour des sols non saturés, présente des similitudes formelles avec le modèle ici présenté. Cependant, des différences fondamentales, montrées dans le tableau I, les séparent.

Un développement additionnel consiste à incorporer les mécanismes de transfert d'eau dans les enrochements. Étant donné que l'état d'humidité des particules de roche a une influence directe sur le comportement global, on a développé un modèle pour considérer l'échange d'humidité à échelle locale. La rupture des particules est en rapport avec la succion ou énergie de l'eau à l'intérieur des particules de roche. La méthode décrite permet d'inclure naturellement les effets observés de déformation secondaires. Le modèle couplé écoulement-déformation est un outil puissant pour simuler la réponse de barrage ou remblai en enrochement soumis à des changements de leur environnement. TABLEAU I Comparaison entre le comportement des sols non saturés et celui des enrochements. Comparison between unsaturated soil and rockfill behaviour.

Enrochement	Sol non saturé
L'effondrement est lié à la rupture de particules et au réarran- gement postérieur de la structure granulaire.	L'effondrement est lié au réarrangement des particules du sol.
La ténacité des particules est une propriété fondamentale.	La ténacité ou la résistance des particules n'affecte pas le com- portement
L'effet de la succion est de contrôler la vitesse de rupture des particules.	L'effet de la succion est d'introduire une contrainte interne de précompression.
La ténacité des particules apparaît dans le modèle à travers le paramètre (p.). Si la contrainte moyenne p < p., il n'y a pas de déformations différées ou de phénomène d'effondrement.	Il n'y a pas de concepts équivalents dans les sols.
La succion totale contrôle les effets de l'eau.	La succion matricielle ou capillaire contrôle les effets de l'eau
Les déformations différées (et donc l'effondrement) sont inexis- tantes pour les états très secs.	Il n'y a pas de concepts équivalents dans les sols.
Le seuil de plasticité pour un état très sec est un choix conve- nable comme paramètre d'écrouissage.	Le seuil de plasticité de l'état saturé est un choix convenable comme paramètre d'écrouissage.
Les déformations élastoplastiques (instantanées et différées) sont en rapport linéaire avec les contraintes de confinement (pour l'intervalle de contraintes habituellement considérés en pratique).	Les déformations élastoplastiques sont en rapport linéaire avec le logarithme de la contrainte de confinement.
Dans les matériaux compactés, la surface de charge correspond initialement à un état de contrainte de confinement nulle.	Les matériaux compactés se caractérisent par une surface ini- tiale de charge.

Bibliographie

- Alonso E.E., Gens A. & Hight D.W. «Special Problem Soils. General Report». *Eur. Conf. On Soil Mech. And Found. Engng.* Dublin, 1987.
- Alonso E.E., Batlle F., Gens A. & Lloret A. « Consolidation analysis of partially saturated siols. Application to earthdam construction ». Proceedings of the 6th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech. Innsbruck, 1988, p. 1303-1308.
- Alonso E.E., Gens A. & Josa A. «A constitutive model for partially saturated soils ». *Géotechnique*, 40, 1990, p. 405-430.
- Alonso E.E., Batlle F., Gens A., Lloret A. & Delahaye C. – « Análisis de la construcción y llenado de presas de materiales sueltos ». Simp. Geotecnia de Presas de Materiales Sueltos, SEMS, Zaragoza, 1993, p. 191-204.
- 1993, p. 191-204. Alonso E.E. & Oldecop L.A. – «Fundamentals of rockfill collapse ». *1st Asian Conference on Unsat. Soils,* Singapore, 2000.
- Atkinson B.K. & Meredith P.G. «The theory of subcritical crack growth with applications to minerals and rocks ». *Fracture Mechanics of Rock*, B.K. Atkinson ed., London, Academic Press Inc., 1987, p. 111-166.
- Bauman P. Rockfill dams: Cogswell and San Gabriel Dams. Transactions of the ASCE, 125 (2), 1960, p. 29-57.

- Broek D. Elementary engineering fracture mechanics. Dordrecht, Martinus Nijhoff Publishers, 1986.
- Cetin H., Laman M. & Ertunç A. « Settlement and slaking problems in the world's fourth largest rock-fill dam, the Ataturk Dam in Turkey ». *Engineering Geology* 56, 2000, p. 225-242.
- Clements R.P. The deformation of rockfill: inter-particle behaviour, bulk properties and behaviour in dams. Ph.D. Thesis, Faculty of Engineering, King's College, London University, 1981.
- Coussy O. Mechanics of porous continua. Chichester, John Wiley & Sons Ltd., 1995.
- De Alba E. & Sesana F. «The influence of expansive minerals on basalt behaviour». *Proc. Int. Congress Engng Geology*, Madrid, 1978, p. 107-116.
- Geology, Madrid, 1978, p. 107-116. Delgado J., Veiga Pinto A. & Maranha das Neves E. – Rock index properties for prediction of rockfill behaviour. Memoria n° 581, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1982.
- Freiman S.W. «Effects of chemical environment s on slow crack growth in glasses and ceramics ». J. Geophysical Research, 89 (B6), 1984, p. 4072-4076. Gens A. & Potts D.M. – « Critical state
- Gens A. & Potts D.M. « Critical state models in computational geomechanics». Engineering Computations Journal, 1988, p. 178-197.

- Gili J. Modelo microestructural para medios granulares no saturados. Tesis Doctoral., UPC, Barcelona, 1988.
- Justo J.L. & Durand P. « Settlement-time behaviour of granular embankments ». Int. J. For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 24, 1999, p.281-303.
- Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. & Duncan J.M. – Strength and deformation characteristics of rockfill materials. Dep. Of Civil Engng. Report n° TE-69-5, University of California, 1969.
- Marsal R.J. « Mechanical properties of rockfill ». Embankment Dam Engineering. Casagrande Volume. Hirschfeld R.C. & Poulos S.J., eds. John Wiley & Sons, 1973.
- Marsal R.J., Arellano L.R. Guzmásn M.A. & Adame H. – « El Infernillo ». *Behaviour* of dams built in Mexico. Mexico, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1976.
- Michalske T.A. & Freiman S.W. « A molecular interpretation of stress corrosion in silica ». Nature, 295, 1982, p. 511-512.
- Naylor D.J., Maranha das Neves E., Mattar D. & Veiga Pinto A.A. – « Prediction of construction performance of Beliche Dam». Géotechnique, 36 (2), 1986, p. 221-233.
- Naylor D.J., Maranha J.R., Maranha das Neves E. & Veiga Pinto A.A. – «A backanalysis of Beliche Dam ». Géotechnique 48 (2), 1997, p. 221-233.

- Nobari E.S. & Duncan J.M. Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams. Department of Civil Engineering, Report n°TE-72-1, University of California, 1972.
- Oldecop L.A. & Alonso E.E. « A model for rockfill compressibility ». *Géotechnique*; 51, 2, 2001, p. 127-139.
- Olivella S., Carrera J., Gens A. & Alonso E.E. – «Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media». *Transport in Porous Media* 15, 1994, p.271-293.
- Olivella S., Gens A. & Josa A. «Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media ». *Engineering Computations*, 13, 7, 1996, p. 87-112.
- Ohmaki S. « Stress-strain behaviour of anisotropically, normally consolidated cohesive soil ». Proceedings 1st Int.

Symp. Num. Methods on Geomechanics, Zurich, 1982, p. 250-269.

- Rein J.A., Soriano A. & Pradera E. « Estabilidad de los terraplenes del ferrocarril de alta velocidad del NAFA. III ». Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, La Coruña, 1992, p. 509-520.
- Schnitter N.J. A history of dams. The useful pyramids. Rotterdam, Balkema, 1994.
- Sherard J.L. & Cooke J.B. « Concrete-face rockfill dam : I. Assessment ». J. of Geotech. Engng. ASCE, 113 (10), 1987, p.1096-1112.
- Soriano A. & Sánchez F.J. «Settlements of railroad high embankments ». Proc. XII European Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng., Netherlands, 1999.
- Sowers G.F., Williams R.C. & Wallace T.S. – «Compressibility of broken rock and settlement of rockfills». Proc. 6th ICSMFE, 2, Montreal, 1965, p. 561-565.

- Terzaghi K. «Discussion on salt springs and lower bear river dams». Trans. ASCE, 125 (2), 1960, p. 139-148.
- ASCE, 125 (2), 1960, p. 139-148. Veiga Pinto A.A. – *Previsao do comportamento de enrocamento*. PhD Thesis. Lisboa: Laboratorio Nacional de Engenheria Civil, 1983.
- Viñas J.M. «Mecanismo fiscoquímico del fenómeno que origina el colapso de los materiales pétreos ». Bol. Lab. Transp. Y Mec. del Suelo, 100, 1973, p. 71-79.
- Vutukuri V.S. & Lama R.D. Handbook on Mechanical Properties of Rocks. Claustahl, Trans Tech Publications, 1978.
- Wiederhorn S.M., Fuller E.R. & Thomson R. – «Micro-mechanisms of crack growth in creamics and glasses in corrosive environments». *Met. Sci.*, 14, 1980, p.450-458.
- Wiederhorn S.M., Freiman S.W., Fuller E.R. & Simmons C.J. – «Effects of water and other dielectrics on crack growth». *J. Mater. Sci.*, 17, 1982, p. 3460.

Estimation par une approche variationnelle du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé par colonnes



La possibilité de prévoir le tassement d'une semelle de fondation reposant sur un massif de sol renforcé par colonnes nécessite d'évaluer le module apparent, qui caractérise la réponse globale d'un tel ouvrage. Se plaçant dans le cadre d'un comportement élastique linéaire des constituants, l'utilisation du principe de minimum de l'énergie complémentaire permet d'aboutir à une minoration de ce module apparent et donc à une majoration du tassement de la fondation pour un niveau de chargement donné. On montre que la mise en œuvre d'une telle approche à l'aide d'une famille de champs de contrainte exploitant l'hétérogénéité du sol renforcé, permet d'améliorer sensiblement l'estimation fournie par une simple « loi des mélanges ». Les résultats ainsi obtenus sont présentés sous formes d'abaques facilement utilisables par les ingénieurs afin d'optimiser le schéma de renforcement et notamment de déterminer la valeur optimale du facteur de substitution du sol par le matériau de renforcement, qu'il convient d'adopter.

Mots-clés : approche variationnelle, colonnes, élasticité linéaire, facteur de substitution, fondation rigide, prédimensionnement, tassement.

A variational method for predicting the settlement of a foundation resting on a soil reinforced by columns

Abstract

Predicting the settlement of a foundation raft resting upon a soil reinforced by columns, requires being able to evaluate its apparent stiffness modulus which characterizes its global response. Adopting linear elasticity as a framework for the constitutive behaviour of the reinforced soil constituents, and making use of the minimum complementary energy principle, results in determining a lower bound estimate for the apparent stiffness modulus, that is an upper bound estimate for the foundation settlement subject to a prescribed load. It is shown in particular that the implementation of such a principle based on piecewise continuous stress fields, makes it possible to significantly improve the simplified estimate derived from the « law of mixtures ». The obtained results are illustrated in terms of convenient engineering design charts on the basis of which an optimal choice for the replacement ratio can be achieved.

Key words : linear elasticity, design, columns, settlement, variational approach, replacement factor, rigid foundation.

M. BOUASSIDA Z. GUETIF

Unité Modélisation et Calcul de Structures, ENIT BP 37, Le Belvédère 1002, Tunis (Tunisie)

P. DE BUHAN L. DORMIEUX

Laboratoire des Matériaux et Structures de Génie Civil (LCPC-ENPC CNRS UMR 113), ENPC 6-8, avenue Blaise-Pascal 77455 Marne-la-Vallée Cedex 02

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



L'objectif de renforcement par colonnes concerne principalement l'augmentation de portance et la réduction du tassement d'un sol de fondation généralement peu résistant et/ou fortement compressible. Parmi les autres avantages liés à l'emploi de cette technique, on peut également citer la réduction de temps de consolidation dans le cas d'un renforcement par vibro-substitution d'un sol saturé par un matériau drainant, ainsi que l'élimination du risque de liquéfaction lors de secousses sismiques dans le cas d'un renforcement par vibro-compactage de sables lâches saturés : Aboshi *et al.* (1979), Datye et Nagaraja (1981), Datye (1982), Barksdale (1987).

L'augmentation de la capacité portante due au renforcement par colonnes a fait l'objet de plusieurs études récentes, parmi lesquelles on peut citer les contributions récentes de Bouassida et al. (1995) ou Bouassida et Hadhri (1995) qui abordent ce problème dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture. En ce qui concerne la réduction du tassement que l'on peut attendre du renforcement par colonnes il convient de signaler les travaux de Baalam et Booker (1981) ou Rao et Ranjan (1985). Une approche simplifiée de ce dernier problème consiste à adopter une loi de comportement élastique linéaire tant pour le sol de fondation initial, que pour le matériau constitutif des colonnes, négligeant aussi bien le comportement élastoplastique susceptible d'apparaître à partir d'un certain niveau de chargement, que le comportement différé de l'ouvrage dû au phénomène de consolidation dans le cas d'un sol de fondation saturé, les colonnes de renforcement agissant comme des drains.

On propose, dans ce qui suit, une méthode de calcul permettant d'estimer le tassement d'une semelle de fondation rigide reposant sur un groupe de colonnes en contact avec un substratum considéré comme indéformable. La résolution, y compris par voie numérique, du problème d'équilibre élastique ainsi défini, apparaît difficile en raison principalement de la forte hétérogénéité de la zone de sol renforcé. Se référant ainsi à une méthode de calcul par éléments finis, il convient en effet de discrétiser la zone renforcée en éléments de taille significativement plus faible que par exemple l'espacement entre colonnes, ce qui peut se révéler une tâche complexe, voire impossible, dans le cas d'un maillage dense de colonnes.

L'alternative à un tel calcul que nous proposons ici consiste à recourir aux méthodes variationnelles en élasticité linéaire (Salençon, 1995), déjà utilisées à plusieurs reprises dans un contexte géotechnique : interprétation de l'essai pressiométrique (Dormieux, 1992), évaluation des tassements en surface engendrés par le creusement d'un tunnel (Dormieux *et al.*, 1992). On utilise plus spécifiquement ici le principe du minimum en contraintes de l'énergie complémentaire.

Présentation du problème

L'objet de la présente étude est l'estimation du tassement d'une fondation superficielle ayant la forme d'une dalle circulaire de rayon R, supposée indéformable, reposant sur un massif de sol dont les propriétés élastiques initiales sont caractérisées par un module d'Young E_s et un coefficient de Poisson v_s . Ce massif est renforcé par un groupe de colonnes dont le matériau constitutif est également modélisé comme un matériau élastique linéaire isotrope, de caractéristiques E_c et v_c . Ces colonnes seront supposées être cylindriques de section quelconque, en contact avec le radier en partie supérieure (plan z = 0), tandis qu'elles reposent en partie inférieure sur un substratum rigide localisé à la profondeur z = -H (Fig. 1). L'emplacement des colonnes sous le radier est en revanche arbitraire ; elles ne sont pas nécessairement disposées suivant un maillage régulier tel que celui représenté sur la figure 1.

L'aire totale de contact entre le radier, le massif et le sol, notée $A = \pi R^2$, peut se décomposer comme suit :

$$A = A_c + A_s \tag{1}$$

où A_s et A_c désignent respectivement la somme des sections des *colonnes* de renforcement et l'aire du *sol* non renforcé situé sous la fondation. On pose alors :

$$A_c = \eta A A_c = (1 - \eta)A \tag{2}$$



 η désignant le facteur de substitution du sol, qui n'est autre que la fraction volumique du matériau de renforcement dans la zone de sol située sous la fondation.

Dans l'état initial, c'est-à-dire après la mise en place des colonnes de renforcement, mais préalablement à l'application du chargement transmis par la semelle de fondation (Fig. 2a), le champ de contrainte régnant dans le massif renforcé est noté g⁰. Ce champ est *statiquement admissible*, c'est-à-dire qu'il vérifie d'une part l'équation d'équilibre en tout point du massif :

$$div \underline{\underline{o}}^{0} + \underline{\gamma}_{i} = 0 \tag{3}$$

où $\underline{\gamma}$, i = s, c, désignent les poids volumiques respectifs du sol en place et du matériau de renforcement, d'autre part, les conditions aux limites sur le plan supérieur (z = 0), soit :

$$\underline{\sigma}^{0}.\underline{e}_{2} = 0$$
 (4)

1.43



A l'extérieur de la zone d'application de la semelle (r > R), ainsi que :

$$Q = -\int_{z=0, r \le R} \sigma_{zz}^{0} \, \mathrm{d}S = 0 \tag{5}$$

qui traduit la nullité de la résultante des efforts appliqués par la semelle de fondation sur le massif.

Le massif ainsi renforcé est alors soumis au chargement exercé par la semelle de fondation à laquelle on impose, à partir de sa position initiale un déplacement purement vertical $-\delta e_z$, $\delta > 0$ (Fig. 2b). Cette hypothèse postule l'égalité du tassement en tête des colonnes et du sol environnant. Elle a été communément adoptée par les méthodes de calcul antérieures particulièrement en élasticité linéaire. En procédant à un calcul par éléments finis, Baalam et Booker (1981) ont par exemple vérifié, sur une cellule élémentaire représentative du comportement d'un groupe de colonnes infiniment chargé, que le tassement est quasi constant en surface aussi bien sur la colonne que sur le sol environnant. On désigne alors par $\underline{\sigma}^0 + \underline{\sigma}^{\delta}$ le champ de contrainte correspondant, solution élastique du problème précédent, et vérifiant donc en particulier les équations (3) et (4), ainsi que l'équation (5) dans laquelle le paramètre de chargement Q est égal à la résultante verticale des efforts appliqués au massif par la fondation à laquelle on fait subir un déplacement δ . Désignant de même par

 $\underline{\zeta}$ la solution élastique en déplacement, cinématiquement admissible pour le problème, c'est-à-dire vérifiant en particulier les conditions aux limites suivantes :

$$\underline{\xi}(z=-H)=0 \text{ et } \xi_z(z=0,r\le R)=-\delta \tag{6}$$

le champ de déformation linéarisé correspondant $\underline{\underline{\varepsilon}}$ est associé au champ de contrainte par la loi de comportement élastique qui s'écrit localement en fonction de la *variation* de contrainte entre l'état initial et l'état actuel :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1 + v_i}{E_i} \left(\underline{\underline{\sigma}}^\delta\right) - \frac{v_i}{E_i} \left(tr \,\underline{\underline{\sigma}}^\delta\right) \underline{1}, \quad i = s \text{ ou } c$$
⁽⁷⁾

Il en résulte immédiatement en vertu du principe de superposition que le couple ($\underline{\zeta}, \underline{\sigma}^0$) est solution d'un problème d'élasticité possédant la même géométrie que le problème initialement posé, constitué des mêmes matériaux élastiques, mais dont l'état initial est *naturel* (contraintes nulles en tout point, absence de forces de pesanteur). Il apparaît en particulier que la valeur de l'effort résultant correspondant sera identique à celle du problème initial puisque, en vertu de (5):

$$Q = -\int_{\substack{z=0,r \le R}} \left(\sigma_{zz}^0 + \sigma_{zz}^\delta \right) \mathrm{d}S = -\int_{\substack{z=0,r \le R}} \sigma_{zz}^\delta \mathrm{d}S \tag{8}$$

Il est commode d'introduire le *module apparent* du sol de fondation défini comme suit :

$$E^{a} = \frac{\left(Q / \pi R^{2}\right)}{\left(\delta / H\right)}$$
(9)

Approche variationnelle en contrainte : cas du renforcement avec un maillage de colonnes arbitraire

La solution du problème d'élasticité précédent, et donc la détermination exacte du module apparent, est bien évidemment hors de portée des méthodes analytiques, en raison notamment du caractère composite du sol renforcé. Cette dernière caractéristique rend également très délicate, voire impossible, l'utilisation d'une approche numérique telle que la méthode des éléments finis. L'obtention de résultats suffisamment précis exigerait en effet de discrétiser le sol de fondation en éléments finis de taille significativement inférieure à celle de l'hétérogénéité du sol renforcé, en l'occurrence le diamètre des colonnes. La dimension du problème numérique à traiter serait incomparablement supérieure à celle relative à un sol de fondation homogène. La solution alternative, ici choisie, consiste à recourir à une solution approchée du problème découlant de l'application des méthodes énergétiques en élasticité linéaire (Salençon, 1995), notamment du principe du minimum en contrainte.

Ce dernier exprime que, parmi tous les champs de contrainte statiquement admissibles (s.a.) pour le problème posé, le champ solution $\underline{\sigma}^0$, noté désormais pour simplifier $\underline{\sigma}$, rend minimale la fonctionnelle énergie complémentaire du système. Cette dernière a pour expression générale :

$$U(\underline{\underline{\sigma}}') = W^*(\underline{\underline{\sigma}}') - \Phi^*(\underline{\underline{\sigma}}')$$
(10)

où $\underline{\underline{\sigma}}'$ désigne un champ de contrainte s.a. quelconque, c'est-à-dire vérifiant :

$$\begin{cases} \operatorname{div} \sigma' = 0 & (z \le 0) \\ \underline{\sigma}' \underbrace{e}_{Z} = 0 & (z = 0, r > R) \end{cases}$$
(11)

Dans l'équation (10) le premier terme du second membre représente l'énergie élastique de contrainte calculée pour le champ $\underline{\sigma}$, définie comme suit :

$$W^{*}(\underline{\underline{\sigma}}') = \int_{\Omega_{s}} \left[\frac{1 + v_{s}}{2E_{s}} tr(\underline{\underline{\sigma}}'^{2}) - \frac{v_{s}}{2E_{s}} (tr \underline{\underline{\sigma}}')^{2} \right] d\Omega_{s} + \int_{\Omega_{c}} \left[\frac{1 + v_{c}}{2E_{c}} tr(\underline{\underline{\sigma}}'^{2}) - \frac{v_{c}}{2E_{c}} (tr \underline{\underline{\sigma}}')^{2} \right] d\Omega_{c}$$

$$(12)$$

Dans cette expression, $\Omega_s et \Omega_c$ représentent respectivement les domaines géométriques occupés par le sol en place et les colonnes de renforcement. Le second terme a pour expression générale :

$$\Phi^*(\underline{\sigma}') = \sum_k \int_{S_k} \xi_k^d \sigma'_{kl} n_l dS_k$$
(13)

Où S_k désigne la partie de la frontière du système où la $k^{i eme}$ composante du déplacement est donnée : $\zeta_k = \zeta_k^d$. Dans le cas présent, cette fonctionnelle s'écrit, en tenant compte de (6) :

$$\Phi^{*}(\underline{\underline{\sigma}}') = \int_{\substack{\{z = 0 \\ r \leq R}} -\delta\sigma'_{zz} dS$$
(14)

Par ailleurs le théorème de Clapeyron permet d'expliciter l'énergie élastique pour la solution en contrainte du problème ; soit en l'absence de forces de volume :

$$W^{*}(\underline{\underline{\sigma}}) = \frac{1}{2} \int_{\partial\Omega} \underline{\underline{\zeta}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{n}} \, \mathrm{dS} = -\frac{1}{2} \int_{\left\{\substack{x = 0 \\ x \leq R \\ x \leq R \\ x \leq R \\ x \in R$$

de sorte que le principe du minimum de l'énergie complémentaire devient :

$$\forall \underline{\underline{\sigma}}' s.a. \quad U^*(\underline{\underline{\sigma}}) = W^*(\underline{\underline{\sigma}}) - \Phi^*(\underline{\underline{\sigma}}) = \frac{1}{2} Q\delta \leq U^*(\underline{\underline{\sigma}}') (16)$$

ou encore en tenant compte de la définition (9) :

$$\forall \underline{\sigma}' s.a., \quad E^{a} \geq -\frac{2H}{\pi R^{2} \delta^{2}} U^{*} \left(\underline{\sigma}'\right) \tag{17}$$

L'application du principe du minimum en

contrainte, permet ainsi d'obtenir une estimation par défaut du module apparent du sol de la fondation.

4

Construction d'une famille de champs de contrainte statiquement admissibles

L'idée consiste à subdiviser le massif de fondation renforcé en trois zones complémentaires (Fig. 3) :

– la zone (I) constituée du sol initial situé à l'extérieur du cylindre de rayon R et de hauteur H localisé sous la semelle circulaire :

$$[I] = \{0 \ge z \ge -H; r > R\}$$
 (18)

– la zone (II) est constituée de l'ensemble des colonnes de renforcement, cylindres de hauteur H, dont la somme des sections transversales est égale à $\eta \pi R^2$; – enfin, la zone (III) correspond au sol initial situé sous la fondation ; son volume est égal à $(1 - \eta)\pi R^2 H$.

On considère alors la famille suivante de champs de contrainte $\underline{\sigma}$ ' statiquement admissible, dépendant de trois paramètres scalaires (*p*, *q*, *q'*) et définie comme suit dans chacune des zones préalablement définies :



• Zone (I):
$$\underline{\underline{\sigma}}' = p \left(\frac{R}{r}\right)^2 \left(\underline{e}_{\theta} \otimes \underline{e}_{\theta} - \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r\right)$$
(19)

• Zone (II):
$$\underline{\sigma}' = -p(\underline{e}_{\theta} \otimes \underline{e}_{\theta} + \underline{e}_{r} \otimes \underline{e}_{r}) - q\underline{e}_{z} \otimes \underline{e}_{z}$$
 (20)

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 102 1º trimestre 2003

• Zone (III):
$$\underline{\sigma}' = -p(\underline{e}_{\theta} \otimes \underline{e}_{\theta} + \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r) - q'\underline{e}_z \otimes \underline{e}_z$$
 (21)

où $(\underline{e_r}, \underline{e_{\theta}}, \underline{e_z})$ désigne la base orthonormée locale attachée à tout point dans le système de coordonnées cylindriques (r, θ, z) . Cette famille est constituée des champs de contrainte constants par morceaux sous la fondation (zones (II) et (III)) et décroissant en $1/r^2$ à l'extérieur (zone (I)). L'indépendance vis-à-vis de la variable z, c'est-à-dire de la profondeur, est d'autant plus justifiée que le rapport H/R est petit, c'est-à-dire que l'épaisseur de la couche est faible en regard du rayon de la fondation. Ce choix recoupe les conclusions de Priebe (1985) qui a, sous ces hypothèses, mis en évidence le peu d'influence de la profondeur sur la contrainte verticale dans les colonnes.

Cette classe de champs de contrainte est par construction statiquement admissible pour le problème. En effet, l'équation d'équilibre $(div \underline{\sigma}' = 0)$ est satisfaite dans chacune des zones, tandis que la condition de continuité du vecteur contrainte est vérifiée à la traversée des surfaces de séparation entre les zones (I) et (III) d'une part, (II) et (III) d'autre part. Par ailleurs, la condition aux limites de surface libre sur le plan supérieur du massif, à l'extérieur de l'aire d'application du poinçon est bien évidemment satisfaite. Le calcul de l'énergie complémentaire correspondante est alors le suivant :

avec :

• Zone (I):

$$W_{(l)}^{*}\left(\underline{\sigma}'\right) = \int_{(l)} \left(\frac{1+\nu_{s}}{2E_{s}}\right) p^{2} \left(\frac{R}{r}\right)^{4} r dr d\theta dz =$$

$$= \pi R^{2} H\left(\frac{1+\nu_{s}}{E_{s}}\right) p^{2}$$
• Zone (II):

$$\int_{0}^{1} \left(1+\nu_{s}\right) p^{2} d\theta dz =$$
(23)

 $U^{*}(\underline{\sigma}')W^{*}_{(I)}(\underline{\sigma}') + W^{*}_{(II)}(\underline{\sigma}') + W^{*}_{(III)}(\underline{\sigma}') - \Phi^{*}(\underline{\sigma}')$

$$W_{(ll)}^{*}\left(\underline{\sigma}\right) = \eta \pi R^{2} H \left[\left(\frac{1 + v_{c}}{2E_{c}} \right) (2p^{2} + q^{2}) - \frac{v_{c}}{2E_{c}} (2p + q)^{2} \right]$$

$$(24)$$

• Zone (III) :

$$W_{(III)}^{*}\left(\underline{\sigma}'\right) = (1 - \eta)\pi R^{2} H\left[\left(\frac{1 + \nu_{s}}{2E_{s}}\right)(2p^{2} + q^{2}) - \frac{\nu_{s}}{2E_{s}}(2p + q')^{2}\right]$$

$$(25)$$

La fonctionnelle linéaire Φ^* ($\underline{\sigma}$) vaut par ailleurs, compte tenu de (14) :

$$\Phi^*(\underline{\sigma}') = \delta \pi R^2 \left[(1 - \eta) q' + \eta q \right]$$
(26)

Il apparaît ainsi que l'énergie complémentaire relative au champ défini par (19), (20) et (21) est une fonction quadratique des paramètres scalaires (p, q, q'). L'application du principe du minimum (17) conduit dès lors à minimiser cette fonction par rapport à ces paramètres. Les valeurs correspondantes des paramètres sont :

$$p = \mathbf{v}^* E^* \frac{\delta}{H}, q = \left(E_c + 2\mathbf{v}_c \mathbf{v}^* E^*\right) \frac{\delta}{H}, q^* = \left(E_s + 2\mathbf{v}_s \mathbf{v}^* E^*\right) \frac{\delta}{H}$$
(27)

avec :

$$v^{*} = (1 - \eta) v_{s} + \eta v_{c} \text{ et}$$

$$E^{*} = \left[\frac{1 + v_{s}}{E_{s}} + \eta \frac{(1 + v_{c})(1 - 2v_{c})}{E_{c}}\right]$$

$$(1 - \eta) \frac{(1 + v_{s})(1 - 2v_{s})^{-1}}{E_{s}}\right]^{-1}$$
(28)

Reportant ces valeurs dans (17), on obtient en définitive, tous calculs faits, la borne inférieure suivante du module de rigidité apparent de la fondation circulaire :

$$E^{a} \ge E^{cir} = (1 - \eta) E_{s} + \eta E_{c} + 2(v^{*})^{2} E^{*}$$
 (29)

Dans le cas particulier où le coefficient de Poisson des matériaux constitutifs du sol renforcé est nul ($v_s = v_c = 0$), la borne (29) est égale à la moyenne des modules d'Young des matériaux pondérée par leurs fractions volumiques respectives dans la zone située sous la semelle de fondation : $\langle E \rangle = (1 - \eta) E_s + \eta E_c$ (« loi des mélanges »). On constate qu'une telle estimation a été proposée par plusieurs auteurs Broms (1982), Rao et Ranjan (1985), Chow (1996), sans qu'aucune justification lui conférant le statut de borne inférieure pour le module de rigidité apparent de la fondation ne soit donnée. Cette dernière estimation correspond d'ailleurs à la valeur de la borne qui aurait été calculée





dans le cas général à l'aide de champs $\underline{\sigma}'$ définis par les équations (19) à (21) avec p = 0, c'est-à-dire se restreignant à des champs identiquement nuls dans la zone (I) et purement uniaxiaux dans les zones (II) et (III). Une telle approche variationnelle simplifiée ne permet alors pas de bénéficier du « confinement » apporté par le sol situé dans la zone (I).

La figure 4 donne pour différentes valeurs des coefficients de Poisson du sol et du matériau de renforcement, l'amélioration relative de la borne Ecir par rapport à celle donnée par la loi des mélanges en fonction du rapport E/E_{e} et du facteur de substitution η . On observe que cette amélioration est d'autant plus marquée, pouvant atteindre près de 30 %, que E/E_e et η sont faibles et que les coefficients de Poisson des matériaux sont élevés, c'est-à-dire proches de 0,5. L'équation (29) fait en parti-culier apparaître que $E^{cir} = \langle E \rangle$ lorsque ces derniers sont nuls. Il convient d'observer que la borne obtenue est indépendante du rapport entre le rayon R de la semelle de fondation et la profondeur H de la couche de sol. De même, n'étant fonction que du facteur de substitution η , elle demeure valable quelle que soit la disposition géométrique des colonnes de renforcement sous la fondation (diamètre, espacement moyen...).

Le résultat ci-dessus, établi pour la fondation circulaire, peut être facilement étendu au cas d'une fondation rectangulaire de largeur B et de longueur L. En considérant le cercle circonscrit au rectangle d'aire A = BL (cercle de rayon $R = 1/2\sqrt{B^2 + L^2}$: figure 5), on construit le champ de contrainte défini par (19), (20) et (21) auquel on ajoute la zone (IV) dans laquelle le champ de contrainte a pour expression :

• Zone (IV):
$$\underline{\sigma}' = -p(\underline{e}_{\theta} \otimes \underline{e}_{\theta} + \underline{e}_{r} \otimes \underline{e}_{r})$$
 (30)

En utilisant la même démarche que pour la fondation circulaire, la solution du problème de minimisation en contrainte est obtenue par minimisation de l'énergie complémentaire par rapport aux paramètres (p, q, q') qui définissent le champ à quatre zones précédent.

EVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE * 102 * trimestre 2003 On obtient ainsi, tous calculs faits, la minoration suivante du module apparent de la fondation :

$$E^{a} \ge E^{rec} = (1 - \eta) E_{s} + \eta E_{c} + 2(v^{*})^{c} E^{a*}$$
 (31)
avec :

$$E^{**} = \left[\frac{\left(\pi \left(B^2 + L^2\right)/2BL\right) - 1 + \nu_s}{E_s} + \frac{(32)}{E_c} + \frac{\left(1 + \nu_c\right)\left(1 - 2\nu_c\right)}{E_c} + \left(1 - \eta\right)\frac{\left(1 + \nu_s\right)\left(1 - 2\nu_s\right)}{E_s}\right]^{-1}\right]$$

Résultats et commentaires

Les formules (29) et (31) permettent de mettre quantitativement en évidence l'amélioration apportée par le renforcement par colonnes du point de vue de la diminution des tassements de l'ouvrage. En effet en l'absence de renforcement de l'ouvrage ($E_c = E_{s'}, v_c = v_s$ ou $\eta = 0$), la minoration (29) devient dans le cas de la semelle circulaire :

$$E^a \ge E_0^{cir} = \frac{E_s}{1 - v_s^2}$$
 (33)

De même, dans le cas d'un radier de forme rectangulaire, on obtient :

$$E^{B} \geq E_{0}^{rec} = E_{s} \left(\frac{\frac{\pi}{2} (L/B + B/L)}{\frac{\pi}{2} (L/B + B/L) - 2v_{s}^{2}} \right)$$
(34)

Il est alors commode d'introduire dans chaque cas le facteur de renforcement défini comme le rapport entre les bornes obtenues dans les cas renforcé et non renforcé :

$$\frac{E^{cir}}{E_0^{cir}} = \Gamma^{cir} \left(\eta, E_c / E_s, v_s, v_c \right)$$
(35)

$$\frac{E^{rec}}{E_0^{rec}} = \Gamma^{rec} \left(\eta, E_c / E_s, \mathbf{v}_s, \mathbf{v}_c \right)$$
(36)

qui apparaît ainsi comme une fonction adimensionnelle des seules variables sans dimensions η , $E_c/E_{s'}$ v_s et v_c . On constate bien évidemment que ce facteur est supérieur à l'unité lorsque le rapport des modules d'Young du matériau constitutif des colonnes et du sol initial est lui-même plus grand que un.

Les différents résultats obtenus sont illustrés sur la figure 6 qui montre différentes courbes donnant la variation des facteurs de renforcement Γ^{cir} et Γ^{rec} , en fonction du rapport des modules E_c/E_s , pour différentes valeurs du facteur de substitution ainsi que des coefficients de Poisson des matériaux dans le cas d'une fondation circulaire ou de forme carrée (B/L = 1). Ces facteurs de renforcement sont des fonctions affines croissantes du rapport E_c/E_s , la pente des droites représentatives étant bien évidemment elle-même une fonction croissante du facteur de la substitution η . On constate en particulier sur ces courbes qu'à une valeur fixée du facteur de substitution, l'effet du renforcement est légèrement plus marqué pour des coefficients de Poisson faibles que dans le cas de coefficients égaux à 0,5 (milieux incompressibles).



La minoration ainsi obtenue pour le module apparent du sol renforcé permet d'aboutir à une majoration du tassement de la semelle de fondation soumise à l'action d'une charge donnée. A titre d'illustration, la figure 7 donne l'évolution de ce majorant du tassement relatif δ /H en fonction du module d'Young $E_{c'}$ pour différentes valeurs du facteur de substitution et des coefficients de Poisson, le jeu des autres paramètres étant fixé comme suit :

$$E_{\rm s} = 5\,000\,{\rm kPa},\,Q/A = 100\,{\rm kPa}$$
 (37)

Ce type de courbes donne, pour des caractéristiques connues des matériaux, le facteur de substitution minimal du schéma de renforcement du sol par colonnes qui permet de limiter le tassement de l'ouvrage à une valeur jugée compatible avec le bon fonctionnement de ce dernier. Lorsque le majorant du tassement calculé est pris comme une valeur admissible prescrite par le praticien, on en détermine le facteur de substitution par excès donc du côté de la sécurité (Bouassida, 2001). Cette démarche permet de faire un prédimensionnement du renforcement par colonnes.

6 Conclusion

Le recours à une approche variationnelle en élasticité linéaire a permis de fournir des estimations du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé par un groupe de colonnes. Le cadre théorique de l'approche adoptée a permis plus précisément de calculer un minorant du module apparent du sol renforcé qui conduit en conséquence à une estimation par excès (donc allant dans le sens de la sécurité) du tassement



FIG. 7 Courbes donnant une majoration du tassement relatif de la fondation sous un chargement donné (semelles de fondation circulaire et carrée).

de la fondation. Ce qui, du point de vue pratique, constitue l'intérêt majeur de cette approche. Les résultats présentés s'appliquent à une fondation de forme circulaire ou rectangulaire, sous laquelle toutes les colonnes sont en contact avec un substratum rigide, mais disposées selon un maillage quelconque. Ils sont présentés sous forme d'abaques d'usage facile pour les praticiens, et permettent de proposer, pour un chargement donné, le choix du facteur de substitution en fonction du tassement admissible considéré. Toutefois, la validation de la méthode de calcul ici développée nécessite de procéder à une comparaison, d'une part, avec des résultats issus d'autres méthodes en élasticité linéaire et, d'autre part, avec des résultats expérimentaux. Dans le cas où le sol initial est une argile molle saturée renforcée par des colonnes de matériau fortement drainant, la méthode de calcul ici proposée permet d'aboutir à des estimations du tassement à court terme ou à long terme de la fondation, selon les modules adoptés. La prévision de l'évolution dans le temps de ce tassement dû au phénomène de consolidation, nécessite en revanche de prendre en compte un modèle de comportement plus élaboré des matériaux, de type poroélastique par exemple. Une telle recherche est actuellement en cours.

N.B. Les auteurs tiennent à souligner que ce travail a bénéficié du soutien du CMCU dans le cadre du projet n° 1 F11 10.

- Aboshi H., Ichimoto E., Enoki M., Harada K. – « The "compozer": a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns ». C.R. Colloque Int. Renf. Sols, Paris, vol. 1, 1979, p.211-216.
- Paris, vol. 1, 1979, p.211-216.
 Balaam N.P., Booker J.R. « Analysis of rigid rafts supported by granular piles ». Int. Jl. An. Num. Meth. Geomech., 1981, p. 379-403.
- Barksdale R.D., Bachus R.C. Design and construction of stone columns, vol. 1, Final Report n° FHWA/RD 83-026. US Federal Highway Administration, Washington, 1983.
- Bouassida M., de Buhan P., Dormieux L. « Bearing capacity of a foundation resting on a soil improved by a group of columns ». *Géotechnique*, 45, n° 1, 1995, p. 25-34.
- Bouassida M., Hadhri T. « Extreme load of soils reinforced by columns : the case

of an isolated column ». Soils and Foundations, vol. 35, n° 1, 1995, p. 21-36.

- Bouassida M. « Sur une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations sur sol renforcé par colonnes ». *Congrès satellite francophone Istanbul*, 25 août 2001 (à paraître).
- Broms B.G. « Lime columns in theory and practice ». Proc. Int. Conf. of Soil Mech. Found. Eng., Mexico, 1982, p. 149-165.
- Chow « Settlement analysis of sand compaction pile ». Soils and Foundations, vol. 36, n° 1, 1996, p.111-113.
- Datye K.R. « Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns ». Proc. Symposium on soil and rock improvement techniques including geotextiles, reinforced earth and modern piling methods. AIT, Bangkok paper A1 1982 p. A 11-A 127
- kok, paper A1, 1982, p. A.1.1-A, 1.27. Datye K.R., Nagaraja S.S. – « Design approach and field control for stone

columns ». Proceeding 10th ICSMFE, Stockholm, vol. 3, 1981, p. 637-640.

- Dormieux L. « Bounding solutions for the pressuremeter modulus using variational principles in elasticity ». *Int. Jl. An. Num. Meth. Geomech.*, vol. 16, 1992, p.311-321.
- Dormieux L., de Buhan P., Leca E. « Estimation par une méthode variationnelle en élasticité des déformations lors du creusement d'un tunnel : application au calcul du tassement de surface ». *Revue française géotechnique*, n° 59, 1992, p. 15-32.
- Priebe « The design of vibroreplacement ». Ground Engineering, 1985, p. 31-37.
- Rao G., Ranjan G. « Settlement analysis of skirted granular piles ». Jl. of Geotech. Eng., ASCE, vol. 111, 1985, p. 1264-1281.
- Salençon J. « Mécanique du continu. Tome II : Thermoélasticité ». Paris, Éditions Ellipses, 1995.

Modélisation numérique par rétro-analyse du comportement des parois moulées butonnées

N. BENMEBAREK S. BENMEBAREK Laboratoire de génie civil

Université Mohamed-Khider BP 145 Biskra, Algérie benmebarekn@yahoo.fr

R. KASTNER

URGC-Géotechnique INSA de Lyon, France richard.kastner@insa-lyon.fr

La construction du terminus Ouest de la ligne D du métro de Lyon a été réalisée en tranchée couverte à l'abri de parois moulées butonnées dans un horizon de colluvions limoneuses de caractéristiques médiocres. Une étude hydrogéologique préliminaire ayant mis en évidence le risque de rehaussement de la nappe dû à sa coupure partielle par les parois moulées, le soutènement a été dimensionné avec une fiche réduite. Cette configuration présentant un risque de soulèvement du fond de fouille ou de butée insuffisante devant la fiche, la paroi a été instrumentée et suivie tout au long des travaux. Les résultats de ces observations sont analysés. Cette analyse confirme l'incidence marquée des forces d'écoulement liées à l'exhaure sur le comportement mécanique de la paroi et montre également un comportement dissymétrique de la fouille dû au déroulement des travaux. De telles interactions sont difficilement prises en compte dans les approches traditionnelles et ces résultats ont été confrontés par rétro-analyse à des simulations numériques en différences finies où l'effet de l'écoulement est explicitement pris en compte. Cette confrontation a enfin été complétée par une étude paramétrique.

Mots-clés : paroi moulée, modélisation numérique, rétro-analyse, auscultation, comportement, excavation profonde.

Numerical modeling by back analysis of the behavior of strutted retaining walls

Abstract

Résumi

The construction of the Western terminus of the subway D line in Lyon has been achieved by deep excavation supported by strutted cast-in situ retaining walls driven in silty deposits with poor mechanical characteristics. Following a preliminary hydrogeological study, which showed a risk of a rise in the groundwater level, when intersected by these cast in situ walls the retaining walls were designed with a reduced depth of embedment. This configuration presenting a risk of base heave, the excavation was instrumented and monitored throughout the work. The analysis of the experimental observations confirmed the important influence of the seepage forces on the mechanical behavior of the retaining wall and also showed the unsymmetrical behavior of the excavation due to the progress of the work. Such behavior was taken into account with difficulty in the traditional analyses and the results obtained were compared to back analyses with numerical simulations where seepage was explicitly taken into account. This comparison was supplemented by a parametric study.

Key words : retaining wall, numerical modeling, back analysis, monitoring, behavior, deep excavation.

Introduction

Le creusement en site urbain induit des déplacements et des déformations du terrain encaissant qui peuvent être la source de désordre et de dysfonctionnement des structures existantes (Boscardin et Cording, 1989). La réalisation d'excavation à l'abri des parois (moulées, palplanches, pieux jointifs) butonnées s'est développée en site urbain, cette technique permettant de limiter les mouvements du terrain à des valeurs admissibles vis-à-vis du bâti et des ouvrages riverains.

La confrontation des résultats de mesures et de calculs montre que ce type d'ouvrage constitue un problème délicat d'interaction sol-structures qui fait intervenir le comportement des sols, la rigidité des parois, l'interface sol-structure, les phases des travaux, les conditions hydrauliques et les conditions de mise en place des butons (Powrie et Batten, 2000 ; Addenbrooke *et al.*, 2000 ; Wong *et al.*, 1996 ; Matos *et al.*, 1998 ; Schweiger *et al.*, 1999 ; Creed et O'Brien, 1991...).

En France, les parois flexibles sont souvent calculées par des méthodes basées sur l'hypothèse de Winkler qui représente le sol par des ressorts indépendants (méthode du coefficient de réaction). Si cette méthode est d'utilisation très commode, il n'en reste pas moins que la simulation de l'action des terres sur le soutènement par des ressorts indépendants est simpliste. En particulier, elle ne permet pas toujours de simuler correctement les redistributions d'efforts liées à la flexibilité des parois de soutènement. Une autre difficulté réside dans la détermination du coefficient de réaction qui divise encore les spécialistes (Schmitt, 1995). De plus, les interactions avec les écoulements souterrains et, notamment, ceux provoqués par la mise hors d'eau de la fouille ne peuvent être pris en compte que de manière très approximative.

Bien que durant ces dernières années les recherches se soient intensifiées pour le développement des codes numériques spécialisés permettant de modéliser l'ouvrage de manière plus réaliste, la confrontation aux chantiers instrumentés est souvent marquée par des divergences. Ainsi, le calcul par rétroanalyse est devenu une contribution importante à la compréhension des phénomènes observés et du comportement du sol (Wong *et al.*, 1996 ; Konietzky, 1994 ; Powrie et Li, 1991). Cette technique tente de modéliser le comportement observé des ouvrages complexes en géotechnique durant et après construction et à identifier les paramètres principaux contrôlant le comportement de l'ouvrage. Cet article présente une application de cette méthode sur le chantier expérimental du terminus Ouest du métro de Lyon, dans l'objectif d'améliorer la compréhension de l'interaction sol-paroi moulée butonnée et d'identifier les paramètres principaux gouvernant le comportement de l'ouvrage. Une étude paramétrique de l'ouvrage est également présentée.

Présentation de l'ouvrage

2.1

2

Contexte géotechnique

Le site expérimental est la construction de la ligne D du métro de Lyon, réalisée dans des conditions difficiles en tranchée couverte à l'abri de parois moulées butonnées. Une étude hydrogéologique préliminaire a mis en évidence le risque de rehaussement de la nappe dû à sa coupure partielle par les parois moulées. En conséquence, le soutènement a été conçu avec une fiche réduite, impliquant en contrepartie, un risque de soulèvement du fond de fouille.

Sur la profondeur concernée par les travaux, les sondages font apparaître une succession de strates de limons sableux aux caractéristiques d'identification assez voisines. Du point de vue de leur granulométrie, il s'agit de sables fins limoneux avec un pourcentage de passant à 2 microns compris entre 10 et 20 %. En surface, on trouve quelques passages comportant 10 à 30 % de sables plus grossiers. Ces limons peu plastiques ont une limite de liquidité comprise entre 25 et 30 % avec un indice de plasticité voisin de 5 %. Il est à noter que la teneur en eau naturelle de ces limons est localement voisine de leur limite de liquidité ce qui leur confère une grande sensibilité au remaniement constatée notamment lors des terrassements. Les caractéristiques déduites essentiellement d'essais triaxiaux, d'essais scissométriques in situ et d'essais pressiométriques sont présentées dans le tableau I.

2.2

Géométrie de l'excavation

La fouille, large de 9 m et profonde de 8 m est protégée par deux parois moulées en béton armé de 10,5 m de hauteur et 0,60 m d'épaisseur (Fig. 1). Les parois sont réalisées avec un béton de classe C30 et un taux de ferraillage de 1,3 %. Le module d'élasticité E est de

 TABLEAU1
 Caractéristiques géotechniques des couches.

 Geotechnical characteristics of the layers.

Couches	Profondeur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)	Pression limite Ménard (kPa)	Module pressiométrique Ménard (kPa)	Module d'élasticité (MPa)
Sol 1	0-6,2 m	17	2	22	200-400	1-2	7
Sol 2	6,2-9 m	19	0	27	200-400	1-2	7
Sol 3	>9 m	21	0	35	700-900	3,5-4	12

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 102 1ª trimestre 2003 l'ordre de 34 GPa pour les déformations instantanées et de 11 GPa pour les déformations différées. Ce paramètre variable en fonction de l'âge du béton et des séquences de chargement est pris égal à 20 GPa afin de tenir compte de l'effet différé. Le moment d'inertie effectif I de la paroi varie avec son degré de fissuration. Comme le moment fléchissant au cours des phases d'excavation est inférieur au moment ultime, l'hypothèse d'une paroi non fissurée I = 0,06 m⁴ par mètre linéaire semble être raisonnable. Ainsi, la rigidité de la paroi EI caractérisant sa flexibilité est difficile à évaluer avec précision. Une étude de sensibilité à la rigidité EI s'impose.

Ces parois sont maintenues par deux niveaux de butons passifs avec un espacement de 3 m (pour la section étudiée). Ces butons, de longueur L = 9 m, sont constitués de profilés métalliques en H (HEB 340) caractérisés par une section S = 170,9.10⁻⁴ m², un module d'élasticité E, = 210 GPa, soit une raideur théorique R = ES/*l* = 8.10⁵ kN/m où *l* est la demi-portée du buton. La raideur théorique utilisée dans le calcul est 8.10⁵/3 = 2,667.10⁵ kN/m par mètre linéaire de paroi. Avant terrassement, le niveau de la nappe oscille entre 4 et 5 m sous le niveau du terrain naturel.

2.3

Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilisé a été destiné à mesurer le déplacement et la déformation des parois, l'effort dans les butons, ainsi que l'incidence du rabattement de la nappe. Ces observations ont été réalisées en utilisant le dispositif suivant (Kastner *et al.*, 1988) schématisé sur la figure 2 :

 quatre tubes inclinométriques fixés aux cages d'armature des parois avant le bétonnage ;

 chaque buton du tronçon expérimental a été équipé de 6 extensomètres à corde vibrante placés sur une même section. Ce dispositif surabondant, destiné à pallier les pannes inévitables sur un chantier réel, a permis la détermination précise des efforts pendant toute la durée des travaux ;

 une ligne sensiblement orthogonale à la direction de la fouille a été équipée par quatre piézomètres ouverts. En complément, quatre points au niveau du pied des parois ont été équipés par des capteurs de pression différentielle avec capillaire de mise à l'air libre permettant de compenser les variations de la pression atmosphérique.

L'ensemble des capteurs de pression hydraulique et des extensomètres à corde vibrante, complété par des sondes thermométriques, a été relié à une centrale de mesure automatique.

2.4

Déroulement des travaux

Après un premier terrassement de 1,8 m, le premier niveau de butons passifs a été mis en place à 1,35 m sous le sommet de la paroi. Un remblai sablo-graveleux d'épaisseur 0,50 m, destiné à faciliter la circulation et le stationnement des engins de terrassement, a été mis en place côté Est.





Le terrassement est alors poursuivi par étapes jusqu'à 5,2 m de profondeur. Ensuite le deuxième lit de butons passifs a été mis en place à 4,75 m par rapport à la surface. Après réalisation du terrassement final à 8 m de profondeur, un géotextile a été posé en fond de fouille afin de réaliser une couche de circulation graveleuse de 30 à 40 cm d'épaisseur. La tranchée est restée ainsi ouverte pendant 4 mois et demi avant bétonnage du radier inférieur puis réalisation du tunnel. Avant le terrassement final la nappe a été rabattue à 0,5 m audessous du fond de fouille.

Résultats de l'auscultation

Comportement des parois

3

L'évolution de la déformée des parois avec la progression de l'excavation et la pose des butons est présentée sur la figure 3.

Au cours de la réalisation de l'ouvrage, on observe de faibles déplacements horizontaux avant le terrassement final : 0 à 1 mm pour le premier terrassement de 1,8 m et 4 mm pour le deuxième terrassement à 5,2 m. Le dernier terrassement à 8 m de profondeur est marqué par un déplacement relativement important de 15,4 mm. Il est vraisemblable qu'à ce moment, la fiche très courte du rideau, sollicite le sol à un niveau proche de la pression passive limite. Le maintien du pied de la paroi par le sol est alors d'autant moins efficace que le poids volumique apparent du sol est diminué par l'écoulement vertical ascendant entre les deux parois, réduisant en conséquence la pression passive disponible devant la fiche. Par la suite on note un fluage non négligeable du sol en fond de fouille, le déplacement évoluant fortement pendant près de 4 mois, passant de 9 mm à 15,4 mm pour la paroi Est et de 6,5 mm à 4,2 mm pour la paroi Ouest, pour se stabiliser ensuite.

La comparaison du déplacement des parois Est et Ouest (Fig. 3) montre une nette dissymétrie, avec un déplacement d'ensemble vers l'ouest. Cette dissymétrie peut être attribuée à la réalisation d'un remblai de 30 à 40 cm d'épaisseur côté est, à proximité immédiate de la fouille, nécessaire pour la circulation et le stationnement de tous les engins de terrassement.



Efforts mobilisés dans les butons

La figure 4 montre l'évolution des efforts dans les butons supérieurs et inférieurs avec la progression des terrassements. Il apparaît que les efforts sont assez mal répartis entre les deux niveaux d'étaiement, les butons inférieurs étant relativement peu sollicités.



Les mesures simultanées des efforts et des déplacements au niveau des butons permettent de déterminer la compressibilité réelle de ceux-ci. Si l'on admet qu'ils travaillent en compression simple, leur raideur théorique ($\Delta F/\Delta L$) est égale à 8.10⁵ kN/m. Pour les butons supérieurs, la raideur expérimentale est de 8.10⁴ kN/m et chute à 4.10⁴ kN/m environ pour les butons inférieurs, soit des valeurs 10 à 20 fois plus faibles que les valeurs théoriques. Cet écart est probablement lié, d'une part, à la compressibilité supplémentaire des appuis lierne-paroi et buton-lierne et, d'autre part, à la flexion des butons engendrée par le système d'appuis qui n'agit pas comme une rotule parfaite.

Modélisation numérique par rétro-analyse

Les modélisations numériques ont été effectuées en utilisant le code FLAC^{2D} en différences finies explicites (Itasca, 1999), avec l'hypothèse d'un état plan de déformation. Le maillage utilisé est présenté sur la figure 5. Pour limiter les effets de bord, les conditions aux limites suivantes ont été imposées : déplacements horizontaux nuls aux frontières verticales à une distance de cinq fois la largeur de l'excavation et déplacements verticaux et horizontaux nuls à la base du modèle qui se trouve à 30 m de la surface du modèle.

Le sol a été modélisé en élasto-plasticité avec le critère de Mohr-Coulomb. Ce modèle simple et robuste a l'inconvénient d'utiliser pour la partie élastique linéaire du comportement, un module de déformation identique en chargement et déchargement. Il permet cependant de prédire correctement le déplacement des parois à condition de choisir avec précaution le module d'élasticité du sol (Burland et Kalra, 1986 ; Powrie *et al.*, 1999). Les paramètres mécaniques retenus pour les différentes couches, obtenus par des essais *in situ* et au laboratoire, sont résumés sur le tableau I.

Le module de Young, déduit de l'interprétation des essais pressiométriques et triaxiaux correspond à des caractéristiques de déformation en chargement et à un niveau de déformation supérieur à ceux mobilisés à proximité de l'ouvrage. Il est vraisemblable que ces modules devront être fortement augmentés pour tenir compte du chemin en déchargement. Il s'agit là d'un problème propre au modèle de sol retenu.

La paroi a été modélisée avec des éléments poutres. Chaque buton a été représenté par un élément barre relié au nœud de la paroi coïncidant avec sa profondeur. La jonction paroi-buton ne doit pas générer des moments de flexion. Ceci est accompli en asservissant le nœud du buton aux déplacements verticaux et horizontaux des parois. Avec cette procédure, la paroi et le buton peuvent se déplacer sans entraîner de moment entre eux.

Le contact sol-paroi a été modélisé par des éléments d'interface de type Mohr-Coulomb. L'angle de frottement de l'interface a été choisi égal à 1/3 de l'angle de frottement du sol, représentant une interface sol-béton relativement lisse (limon saturé très sensible au remaniement).

Phase 0 : État initial des contraintes

L'état initial des contraintes et de pression interstitielle a été déterminé en considérant un état de contrainte géostatique avec un coefficient de pression des terres au repos $K_0 = 0,5$. La paroi a été considérée comme installée durant cette phase d'état initial.



Phase 1 : Excavation jusqu'à 1,8 m

La première phase de terrassement de 1,8 m a été modélisée par désactivation des éléments de cette zone. La première modélisation a été effectuée avec les modules déduits des essais pressiométriques. La confrontation des résultats de cette modélisation aux résultats des mesures montre une divergence inacceptable des déplacements horizontaux (Fig. 6).

Déplacement horizontal de la paroi Est (mm)



du déplacement de la paroi à l'issue de la 1^{re} étape d'excavation (1,8 m). Comparison between computed and measured wall displacement after the 1st excavation stage (1.8 m).

Le déplacement horizontal de la tête de la paroi obtenu par simulation est 8 fois plus grand que le déplacement maximal de tous les inclinomètres enregistrés durant cette phase qui est de l'ordre de 1 mm. Ces résultats de simulation confirment les résultats des calculs basés sur la méthode de Winkler (Kastner et Ferrand, 1992) où il a été nécessaire d'augmenter le coefficient de réaction recommandé par le LCPC (Balay, 1984) pour retrouver des déplacements compatibles avec ceux mesurés.

Afin d'identifier l'origine de cette divergence, une étude de sensibilité aux paramètres a été faite. Il est apparu que les variations des paramètres concernant la paroi, l'interface et la plasticité des divers horizons de terrain ne permettent pas d'éliminer cette diver-

gence. Même avec un calcul élastique, la divergence reste toujours importante avec un déplacement de la tête de la paroi de l'ordre de 5 fois le déplacement maximal mesuré. Seule l'augmentation des modules d'élasticité des divers horizons de sol par un facteur égal à 7 autorise une bonne concordance entre les mesures et les calculs (Fig. 6). La même observation a été faite par Konietzky et al. (1994) et Wong et al. (1996). Ce comportement ne peut être expliqué que par l'effet que le phénomène dominant dans ce problème est celui du déchargement du terrain, alors que les essais qui ont été utilisés ici pour identifier la valeur du module d'élasticité sont des essais en chargement (essais triaxiaux classiques, essais pressiométriques) qui conduisent à des valeurs du module 5 à 10 fois inférieures au module en déchargement.

A la suite de ces premières simulations, les valeurs des modules d'élasticité corrigées ont été retenues pour la suite des calculs.

Phase 2 : Mise en place du buton supérieur et excavation jusqu'à 5,2 m

Avant de poursuivre l'excavation, le premier lit de buton a été installé à la profondeur de 1,35 m de la tête de la paroi et une surcharge surfacique a été appliquée sur le côté Est représentant la couche de remblais pour faciliter le déplacement des engins. Ensuite, les terrassements jusqu'à 5,2 m de profondeur ont été simulés par la désactivation des éléments de cette zone en deux étapes.

L'utilisation du module d'élasticité théorique du buton donne un incrément de déplacement de la tête de la paroi négligeable. Des tests par rétro-analyse montrent que les déplacements de la paroi sont fortement influencés par la raideur du buton. La valeur qui reproduit les déplacements mesurés est de l'ordre de 1/5 de la raideur théorique (Fig. 7). Ces résultats confirment les différences observées entre la raideur théorique et les raideurs mesurées. Cette différence peut être attribuée à la compressibilité supplémentaire introduite par les jeux d'assemblage appuis lierne-paroi et buton-lierne et la flexion du buton sous l'effet de son poids propre et des conditions d'assemblage. L'utilisation de butons actifs permettrait de réduire, voire même d'éliminer les jeux d'assemblage des appuis.

On note la difficulté d'obtenir par rétro-analyse une raideur du buton qui satisfasse en même temps le déplacement de la paroi (Fig. 7) et l'effort dans le buton (Tableau II).

Phase 3 : Mise en place du buton inférieur et rabattement de la nappe

Après installation du lit des butons inférieurs à la profondeur de 4,75 m de la tête de la paroi, la nappe a été rabattue jusqu'à 8 m de profondeur.

La perméabilité anisotrope ($k_h = 5 k_v$) du sol permettant un drainage rapide, l'effet des déformations sur les pressions interstitielles a été négligé.

Ainsi la nouvelle distribution des pressions interstitielles, induite par le rabattement de la nappe au fond de fouille, a été obtenue par un calcul d'écoulement non couplé au comportement mécanique. L'effet d'écoulement, induit par le rabattement de la nappe, sur le comportement mécanique sol-paroi est obtenu ensuite simplement en imposant la pression interstitielle ainsi obtenue en tout point du maillage.
TABLEAU II Évolution des efforts dans les butons. Evolution of stresses in the struts.

Profondeur		Effort dans les butons (kN)		
d'excavation (m)		Buton supérieur	Buton inférieur	
5,2	in situ	290	5 🖶	
	simulation	257,13	8	
8	in situ	440	110	
	simulation	439,5	116,49	
7,8	in situ	490	165	
	simulation	497,4	174,41	



La figure 8 montre le nouveau régime d'écoulement établi après la mise hors eau de la fouille. On observe bien le rabattement de la surface libre de la nappe au voisinage de la paroi, côté amont. Une bonne concordance est notée entre les pressions interstitielles mesurées et simulées au pied de la paroi (Tableau III).

L'analyse des résultats de simulation montre que le rabattement de la nappe induit une légère augmentation du déplacement horizontal de la paroi ainsi que des efforts dans les butons.

Phase 4 : Excavation jusqu'à 8 m et mise en place d'une couche de remblais

Cette phase a été modélisée par désactivation des éléments de la zone concernée en plusieurs couches. L'utilisation de la compressibilité réduite du buton supérieur nécessaire pour la concordance des mesures et des calculs durant la phase précédente donne une allure de déplacement de la paroi différente de l'allure observée in situ. Le calage du déplacement horizontal de la tête de la paroi nécessite une compressibilité du



Simulation

buton supérieur égale à sa compressibilité théorique ce qui peut être interprété par l'annulation de la compressibilité supplémentaire due aux liaisons d'appuis lierneparoi et buton-lierne durant l'étape précédente. On note une très forte sensibilité du déplacement en pied de la paroi d'une part, à la compressibilité du buton inférieur et d'autre part à la surcharge du fond de fouille. Ce comportement est probablement dû à l'utilisation d'une fiche courte : le sol en fond de fouille est en grande partie en plasticité et de ce fait, son état de contrainte est très sensible à la valeur de cette surcharge verticale.

La figure 9 présente la confrontation des résultats de simulation aux calculs classiques en équilibre limite des pressions de poussée et de butée sur les deux parois. On constate un effet de voûte positif marqué par l'augmentation de la poussée en tête des parois en particulier au niveau du buton supérieur. Concernant les pressions à la base des parois au niveau de la fiche, on observe que, pour la paroi Est, les pressions de poussée sont inférieures à celles obtenues par un calcul traditionnel et la butée est totalement mobilisée. Pour la paroi Ouest, bien que la poussée soit totalement mobilisée la butée n'est mobilisée que partiellement. Il est vraisemblable que les différences de pression sont liées au déplacement d'ensemble de la fouille vers l'ouest causé par la surcharge surfacique du côté Est.

Ces simulations ont donc permis de mettre en évidence une redistribution en pression par effet voûte constatée tant sur ouvrages que sur modèles réduits



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE 1ª trimestre 2003

(Masrouri, 1986) dans le cas d'utilisation de plusieurs niveaux de butons passifs. Elles confirment aussi que la fiche est très courte puisque la butée est totalement mobilisée sur la paroi Est. Elles reproduisent, également, correctement le déplacement d'ensemble observé vers l'Ouest qui est lié à la surcharge d'exploitation côté Est.

Étude de sensibilité

Influence de l'angle de frottement de l'interface

Afin de représenter une interface sol-béton relativement lisse (limon saturé très sensible au remaniement) l'angle de frottement de l'interface (δ) a été choisi pour toutes les simulations précédentes égale à 10°, soit de l'ordre du 1/3 de la moyenne des angles de frottement des couches de sol (φ). Une étude de sensibilité du comportement de la paroi à ce paramètre montre que l'augmentation de l'angle de frottement de l'interface entraîne une diminution des efforts dans les butons (tableau IV) et les déplacements de la paroi (Fig. 10). Au-delà de 2/3 de φ l'influence de l'augmentation de l'angle de l'interface devient faible. Pour un angle de l'ordre de 2/3 de φ ($\delta = 20^{\circ}$), le déplacement maximal et les efforts pour les butons supérieur et inférieur ont diminué respectivement de 59, 26 et 52 %. Alors que pour δ égal à 30° la diminution du déplacement maximal et des efforts pour les butons supérieur et inférieur est de 65, 32 et 59 % : ainsi, audelà de 2/3 de φ , la variation n'est plus que de 6, 6 et 8 % respectivement.

5.2

Influence de la cohésion du sol

L'incidence de la cohésion du sol sur le comportement de la paroi a été testée pour quatre valeurs : 0 (référence), 2, 5 et 10 kPa (Fig. 11). Les résultats de simulation montrent une très forte sensibilité des déplacements de la paroi et des efforts dans les butons aux cohésions faibles du sol. Une légère augmentation de 2 kPa de la cohésion pour les couches de sol sans cohésion influe sensiblement sur le déplacement de la paroi butonnée. Au-delà de 5 kPa, la sensibilité à la cohésion du déplacement de la paroi et des efforts dans les butons est plus faible. Pour une cohésion de 5 kPa, les





efforts ont diminué de 32 et 48 % respectivement pour les butons supérieur et inférieur et le déplacement maximal a diminué de 57,60 % alors que pour une cohésion de 10 kPa les efforts dans les butons supérieur et inférieur et le déplacement maximal ont chuté respectivement de 44, 58 et 66 % c'est-à-dire que pour une cohésion de 5 kPa de plus les pourcentages ont varié respectivement seulement de 12, 10 et de 8 %.

5.

Influence du rabattement de la nappe

Le rabattement de la nappe au fond de fouille induit un écoulement ascendant du côté aval. Cet écoulement diminue la butée par la réduction du poids apparent du sol (Soubra et al., 1999 ; Kastner, 1982). Afin de montrer l'influence du rabattement de la nappe sur les déplacements de la paroi et les efforts dans les butons, deux simulations ont été faites respectivement pour un rabattement de 1 m (profondeur : 9 m) et à 2 m (profondeur, 10 m) au-dessous du fond de fouille, en phase finale d'excavation (Fig. 12) (Tableau IV). Les résultats de simulation montrent que ce type de rabattement a une influence remarquable sur la diminution du déplacement de la paroi et des efforts dans les butons. Le rabattement de la nappe de 1 m au-dessous du niveau final de l'excavation pour une fiche courte de 2,5 m induit pour le déplacement maximal de la paroi une réduction de 60 % et pour les efforts dans les butons une réduction de 59 et 25 % respectivement pour les butons inférieur et supérieur.

Ce comportement peut être attribué à la réduction des forces d'écoulement verticales en fond de fouille qui conduit à une augmentation des efforts de butée assurant un bon maintien du pied de la paroi (Fig. 12). Ceci conduit également à la réduction des efforts dans le buton inférieur (Tableau IV).



TABLEAU IV Influence de la variation des paramètres sur les efforts dans les butons supérieur et inférieur. Effect of varying parameters on the forces in the upper and lower struts.

Cas de simulation		Effort dans le buton supérieur (kN)	Effort dans le buton inférieur (kN)	
Angle de frottement de l'interface	Delta = 5°	563,4	288,51	
sol-paroi	Delta = 10°	497,4	174,81	
	Delta = 20°	368,7	84,39	
	Delta = 30°	339,6	71,13	
Cohésion du sol	0 kPa	497,4	174,81	
	2 kPa	451,8	136,08	
	5 kPa	338,1	91,71	
	10 kPa	277,98	73,89	
Rabattement de la nappe	8 m	497,4	174,81	
	9 m	375,6	72,06	
	10 m	357	55,59	
Inertie de la paroi	$I = 0,06 m^4$	497,4	174,81	
	$I = 0,018 \text{ m}^4$	482,7	175,08	
Module élastique des butons	Ajusté	497,4	174,81	
	E = 210 GPa	332,7	382,2	

Influence de l'inertie de la paroi

Une variante de simulation a été faite avec une inertie égale à celle de sa section géométrique (I = b. $h^3/12 = 0,018 m^4$: b = 1 m, h = 0,6 m (épaisseur de la paroi). La comparaison des résultats (Fig. 13) montre qu'avec cette inertie (très proche de l'inertie de la paroi supposée fissurée) la déformée obtenue est nettement plus forte que la déformée observée. Par contre, l'utilisation de l'inertie de la section homogénéisée non fissurée (béton et ferraillage) (I = 0,06 m⁴) donne une déformée de la paroi semblable à celle observée.

0 -2 -3 E parol -4 la tête de la - Inertie de la -5 paroi=0.06 m4 Inertie de la paroi=0,018 m4 -6 Distance verticale / à -X-Mesure -7 -8 -9 -10 -11 -16 -14 -12 -10 -8 -6 -4 -2 0 Déplacement horizontal de la paroi Est (mm) FIG. 13 Influence de l'inertie de la paroi sur son déplacement. Influence of the wall inertia on its displacement.

Seul des butons actifs (avec précontrainte initiale) permettraient de réduire la différence entre la raideur théorique et la raideur réelle en éliminant les jeux d'assemblage.

L'augmentation de la raideur des butons diminue les déplacements de la paroi (Fig. 14) et l'effort dans le buton supérieur alors qu'elle augmente l'effort dans le buton inférieur (Tableau IV).



5.5

Influence de la raideur des butons

L'utilisation de la raideur théorique des butons, dans ce projet, sous-estime les déplacements observés de 60 % et l'effort dans le buton supérieur de 33 %, alors que l'effort dans le buton inférieur est surestimé de 119 %.

Les défauts de calage initial, entraînant des différences importantes entre la raideur théorique et la raideur calée de l'ordre de 1/5 dans le présent projet, influent fortement sur le comportement de la paroi.

Conclusion

La confrontation des résultats de mesures expérimentales et des résultats de modélisation numérique à l'aide du logiciel FLAC^{2D} et l'étude de sensibilité des paramètres permettent les conclusions suivantes :

• Avec un modèle de sol élasto-plastique simple utilisant l'élasticité linéaire, les déplacements de la paroi sont fortement influencés par le module d'élasticité du sol. Ce module doit être choisi avec précaution en représentant le phénomène dominant de déchargement du sol. • L'utilisation des butons passifs présente le risque d'une raideur effective plus faible que la raideur théorique en raison des jeux d'assemblage lierne-paroi et buton-lierne ce qui réduit l'efficacité du rôle des butons pour limiter les déplacements de la paroi. Les butons actifs permettraient de réduire voire même d'éliminer l'effet des jeux d'assemblage des appuis.

• L'utilisation de l'inertie de la section homogénéisée non fissurée (béton avec un taux de ferraillage de 1,3 %) donne une déformée de la paroi proche de la déformée observée contrairement à l'inertie de la section géométrique.

• L'état de l'interface sol-paroi a une influence importante sur le déplacement de la paroi et les efforts dans les butons. Une interface lisse favorise les déplacements et mobilise plus les butons contrairement à une interface rugueuse.

• Il apparaît que la cohésion joue un rôle important dès lors qu'elle est prise en compte, même pour des valeurs faibles : sa détermination devra donc faire l'objet d'une attention particulière.

• Les déplacements d'une paroi moulée butonnée dans les sols meubles sont très sensibles aux chargements dissymétriques.

• Pour les fiches courtes, l'écoulement ascendant en fond de fouille réduit sensiblement la butée disponible. Ainsi, un rabattement plus important de la nappe permet de retrouver une butée efficace du sol devant la fiche.

• Malgré l'utilisation d'un modèle de comportement du sol très simple vis-à-vis des chemins en contraintedéformation suivis par le sol au voisinage de l'ouvrage, l'approche en continuum a permis de simuler de manière correcte le comportement dissymétrique des deux parois et ceci, pour l'ensemble des phases de terrassement.

• Le résultat de tels calculs apparaît cependant très sensible à certains paramètres qui sont difficiles à mesurer ou évaluer avec précision, tels que la cohésion du sol et la résistance au cisaillement de l'interface solparoi.

Bibliographie

- Addenbrooke T.I., Potts D.M., Dabee B. « Displacement flexibility number for multipropped retaining wall design ». *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 126, n° 8, 2000, p. 718-726.
- 2000, p. 718-726. Balay J. – « Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction ». Note d'information technique, LCPC, Paris, 1984.
- Boscardin M.D., Cording E.J. « Building response to excavation – induced settlement ». Journal of geotechnical Engineering, ASCE, 115 (1), 1989, p. 1-21.
- Burland J.B., Kalra J.C. « Queen Elizabeth II Conference center : Geotechnical aspects ». Proc. Instn. Civ. Engrs., Part I, 80, December 1986, p. 1479-1503.
- Itasca Consulting Group, Inc. « FLAC^{2D} User Manual Version 3.4 ». *Minneapolis*, Minnesota, 1998.
- Kastner R. Excavations profondes en site urbain. Problèmes liés à la mise hors d'eau. Dimensionnement des soutènements butonnés. Thèse de doctorat ès sciences, INSA Lyon 1, 1982, 409 p.
- sciences, INSA Lyon 1, 1982, 409 p. Kastner R., Pantet B., Ondel C. – « Mesures en continu sur un soutènement du métro de lyon ». C.R. Conférence intern. Mesures et essai en génie civil.

GAMAC, vol. II, septembre 1988, p.221-230.

- Kastner R., Ferrand J. « Performance of a cast in situ retaining wall in a sandy silt ». International Conference on retaining structures, Cambridge, July 1992, p. 20-23.
- 1992, p. 20-23. Konietzky H. – « Numerical modelling of the behaviour of soft ground for a near-surface tunnelling project in the Rhine/Ruhr district ». *Interfels news*, n° 9, January 1994, p. 1-10.
- Masrouri F. Comportement des rideaux de soutènement semi-flexibles. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 1986, 247 p.
- Matos F.M., Silva C.A., Fortunato E. « The wall conditions below the base of the cut and the movements induced by an excavation in clay ». Proceedings of the world tunnel congress'98 on tunnels and metropolises Sao Paulo/Brasil/25-30 April 1998, p. 399-404.
- Powrie W., Batten M. « Comparison of measured and calculated temporaryprop loads at Canada Water Station ». *Géotechnique* 50, n° 2, 2000, p. 127-140.
- Powrie W., Chandler R.-J., Carder D.R., Watson G.V.R. – « Back-analysis of an embedded retaining wall with a stabilizing base slab ». Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng., 137, April 1999, p. 75-86.

- Powrie W., Li E.S.F. « Finite element analyses of an *in situ* wall propped at formation level ». *Géotechnique*, 41, n° 4, 1991, p. 499-514.
- Schmitt P. « Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples ». Revue française de géotechnique, n° 71, 1995, p. 3-10.
- Schweiger H.F., Freiseder M.G., Breymann H. – « FE-analysis of a deep excavation problem and comparison with in situ measurements ». Preprint volume of proceedings Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Tokyo, Japan, 19-21 July 1999, p. 679-684.
- Soubra A.Ĥ., Kastner R., Benmansour A. – « Passive earth pressures in the presence of hydraulic gradients ». *Géotechnique*, 49, n° 3, 1999, p. 319-330.
- Wong I.H., Ooi I.K., Broms B.B. « Performance of raft foundations for highrise buildings on the Bouldery Clay in Singapore ». Canadian geotechnical Journal, 33, 1996, p. 219-236.
- Wong I.H., Poh T.Y., Chuah H.L. «Analysis of case histories from construction of the central expressway in Singapore ». *Canadian geotechnical Journal*, 33, 1996, p. 732-746.

Ouvrages renforcés : approche par superposition de milieux continus et traitement numérique

Résumé

L'analyse par des méthodes numériques du comportement des ouvrages renforcés par inclusions est difficile et coûteuse lorsque l'on veut modéliser explicitement les renforcements. Une approche alternative consiste à remplacer le massif renforcé par un matériau équivalent constitué par la superposition de plusieurs milieux continus. Contrairement aux théories d'homogénéisation « classiques », cette méthode permet la prise en compte de cinématiques différentes pour chacun des milieux qui constituent le matériau équivalent, et donc de représenter le glissement relatif du sol et des inclusions de renforcement. Elle est en outre plus simple et plus rapide à mettre en œuvre L'intrégration de ce modèle dans le progiciel CESAR-LCPC a été entreprise. La version actuelle du code permet le calcul élastoplastique d'ouvrages bidimensionnels et tridimensionnels, dans le cas où seuls les efforts de traction-compression dans les inclusions sont pris en compte, et où la cinématique de chaque matériau constituant est supposée identique. On présente ici les résultats obtenus pour l'étude de deux ouvrages renforcés (analyse tridimensionnelle du tassement d'une fondation carrée reposant sur des pieux, étude de la convergence d'un tunnel boulonné), mettant en évidence la pertinence et l'efficacité de la méthode.

Ground reinforcement: analysis by superposition of continua and numerical treatment

Abstract

The analysis by numerical methods of the behavior of the reinforced works by means of inclusions is difficult and expensive when the reinforcements are discretized. An alternative approach consists in replacing the reinforced solid mass by a equivalent materiel made up by the superposition of several continuous media. Unlike « traditonal » theories of homogenisation, this method makes it possible to take into account different kinematics for the various continuous media, and thus to account for the relative slip between the ground and the inclusions. Moreover it is simpler and more rapid to be implemented.

The implementation of this model in the FEM software CESAR-LCPC have been undertaken. The current version of the code allows the elastoplastic analysis of two and three-dimensional problems, within the case where only traction and compression forces in inclusions are taken into account, and kinematic of each constitutive materials is supposed to be identical. The results obtained for the study of two reinforced works (analyzes three-dimensional compressing of a square foundation resting on piles, study of the convergence of a bolted tunnel) are presented in this paper, showing the relevancy and the efficiency of the method.

D. GARNIER B. SUDRET

ENPC-CERMMO 6-8, av. Blaise-Pascal Cité Descartes Champs-sur-Marne 77455 Marne-la-Vallée Cedex garnier@cermmo.enpc.fr

E. BOURGEOIS J.-F. SEMBLAT

LCPC 58, bd Lefebvre 75732 Paris Cedex 15

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

Introduction

L'utilisation d'inclusions possédant des propriétés mécaniques élevées pour renforcer des massifs de sol ou de roche est courante en géotechnique, par exemple pour assurer la stabilité du front de taille d'un tunnel ou celle d'un mur de soutènement.

Quel que soit l'ouvrage renforcé, ces inclusions ont généralement une géométrie linéaire (boulons ou clous métalliques, pieux en béton...) et sont souvent réparties de façon périodique avec des directions privilégiées. La dimension de leur section est petite devant celle caractérisant l'ouvrage étudié.

Pour le calcul de ces ouvrages, deux types de modélisation sont généralement mis en œuvre. Le premier consiste à tenir compte explicitement de la géométrie réelle de l'ouvrage et de ses inclusions. Le second vise à remplacer le matériau hétérogène constitué par le sol et les inclusions, par un matériau homogène équivalent. Cette approche présente l'avantage de simplifier la description géométrique de l'ouvrage, dans la mesure où il n'est plus nécessaire de mailler séparément les inclusions dans une discrétisation par éléments finis.

La méthode multiphasique (Sudret et de Buhan, 1999), que nous présentons dans la première partie de cet article, s'inscrit dans cette deuxième catégorie. Elle repose sur l'idée qu'en chaque point il y a coexistence d'un milieu représentant le massif avant renforcement et d'autant de milieux continus supplémentaires que de directions de renforcement. Dans ce cadre de modélisation, le principe des puissances virtuelles permet d'établir sans difficulté les équations d'équilibre. Les lois de comportement du matériau, dans le domaine élastoplastique, sont, quant à elles, décrites dans un cadre thermodynamique.

Dans la seconde partie, deux ouvrages typiques sont étudiés au moyen du progiciel CESAR-LCPC, dans lequel une version simplifiée du modèle théorique a été intégrée. Les résultats obtenus sont alors comparés à ceux obtenus par des méthodes classiques ou par voie expérimentale, mettant en évidence la pertinence de la méthode proposée.

Modélisation multiphasique des milieux renforcés par inclusions

2

Au cours des dernières années, le renforcement de sols ou de roches au moyen d'inclusions rigides s'est largement développé sous diverses formes (boulonnage, terre armée, etc.). La disposition spatiale des inclusions est en général périodique. Si le nombre de ces inclusions est suffisant, le recours à des méthodes d'homogénéisation paraît naturel. Elles consistent à modéliser le milieu constitué de la matrice et des inclusions, comme un milieu homogène à l'échelle de l'ouvrage, le problème étant alors de relier ses propriétés à celles de la matrice et des inclusions. Ce type d'approche a déjà été mis en œuvre pour la construction de critères de résistance pour des matériaux à fibres (de Buhan et al., 1990, 1991), ainsi que pour la modélisation élastoplastique de tunnels boulonnés radialement (Greuell, 1993), et plus récemment pour le boulonnage du front de taille de tunnels (Jassionnesse, 1998).

L'approche proposée ici se caractérise par le fait que le milieu équivalent est un milieu homogène multiphasique (Sudret 1999; de Buhan et Sudret, 1999; Sudret et de Buhan, 1999). Une version simplifiée du modèle a été introduite dans le progiciel CESAR-LCPC.

2.1

Présentation du modèle

On considère un matériau constitué d'un milieu continu dans lequel sont disposées des inclusions de renforcement linéaires orientées selon N directions différentes (Fig. 1).



On fait l'hyptothèse qu'à l'échelle de l'ouvrage étudié (dite échelle macroscopique), le milieu peut être décrit comme un milieu continu multiphasique, c'està-dire comme la superposition de plusieurs milieux continus, associés à la matrice (sol ou roche) ou aux inclusions dans l'une des directions de renforcement. Cette hypothèse est à rapprocher de celle utilisée par Coussy (1991) pour décrire un milieu poreux. Dans la suite, les milieux continus constituant le milieu multiphasique seront appelés « phases ».

Concrètement, la description du milieu propose qu'en un point de l'espace occupé par le milieu renforcé se trouvent plusieurs particules matérielles, animées chacune d'une cinématique propre. On notera \underline{U}^m le champ de vitesse associé à la phase matrice, et \underline{U}^r ceux relatifs aux différentes phases de renforcement (Fig. 2). On note ξ^m et ξ^r les champs de déplacement associés aux phases matrice et renforcement.



Efforts intérieurs. Équations d'équilibre

La construction des efforts par le principe des puissances virtuelles conduit à définir des efforts intérieurs dans chacune des phases du milieu multiphasique. Ils ne sont pas de la même forme selon la phase considérée. Dans la phase associée à la matrice, ils sont représentés par un tenseur symétrique du second ordre noté $\underline{\sigma}^m$, que l'on appellera tenseur des contraintes partielles dans la matrice. Le tenseur des efforts associés à chaque phase de renforcement est, quant à lui, uniaxial, compte tenu du caractère curviligne des inclusions. Il sera donc de la forme $\underline{\sigma}^r = \sigma^r \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r$, où \underline{e}_r est le vecteur unitaire dans la direction des inclusions de la phase considérée et σ^r est un scalaire représentant la contrainte partielle dans ces inclusions, dont on précisera le sens physique ultérieurement.

Le principe des puissances virtuelles conduit à l'expression suivante des équations d'équilibre de chacune des phases :

$$div\underline{\underline{\sigma}}^{m} + \rho^{m} \left(\underline{\underline{F}}^{m} - \underline{\underline{\gamma}}^{m}\right) + \sum_{r=1}^{N} \underline{\underline{I}}^{r} = 0 \text{ pour la phase matrice (1)}$$

$$div\underline{\underline{\sigma}}^{r} + \rho^{r}(\underline{F}^{r} - \underline{\underline{\gamma}}^{r}) - \underline{\underline{I}}^{r} = 0 (r = 1, ..., N) \text{ pour la phase ren-forcement}$$
(2)

où p^m , E^m et $\underline{\gamma}^m$ (resp., p^r , E^r et $\underline{\gamma}^r$) désignent la masse volumique, la densité volumique d'efforts extérieurs et l'accélération de la phase matrice (resp. de la phase de renforcement r) et \underline{I}^r la densité volumique de force d'interaction exercée par la phase de renforcement r sur la phase matrice. On notera que cette modélisation ne peut prendre en compte d'éventuelles interactions entre deux phases de renforcement. Cette restriction est en fait sans conséquence, étant donnée l'absence de contact entre les inclusions dans deux directions différentes.

Précisons maintenant le sens physique de la contrainte partielle σ^r , relative à la phase renforcement. Pour cela, définissons le système matériel Ω constitué du milieu renforcé, et Ω' un sous-sytème quelconque de Ω ; en tout point <u>x</u> de la frontière $\partial \Omega'$ et de Ω' , les densités surfaciques d'efforts \underline{T}^n et \underline{T} exercées par l'extérieur de Ω' à travers $\partial \Omega'$ sur la phase matrice et les différentes phases de renforcement sont données par:

$$\underline{T}^{m}(\underline{x}) = \underline{\underline{\sigma}}^{m}(\underline{x}) \cdot \underline{\underline{n}}(\underline{x}) \quad \text{pour la phase matrice}$$
(3)

 $\underline{T}^{r}(\underline{x}) = \sigma^{r}(\underline{x})(\underline{n}(\underline{x}) \cdot \underline{e}_{r}) \cdot \underline{e}_{r} (r = 1, ..., N) \text{ pour les phases renforcement (4)}$

où $\underline{n}(\underline{x})$ est la normale extérieure à Ω' au point \underline{x} et T^m .

On peut dès lors proposer une interprétation simple de la contrainte partielle σ^r dans la phase de renforcement r. En effet, la résultante des efforts extérieurs s'exerçant sur la phase r à travers un élément de surface <u>dS</u> de normale <u>n</u> et d'arc dS s'écrit d'après (4):

$$\underline{F}^{r} = \underline{T}^{r} \cdot dS = \sigma^{r} (\underline{n} \cdot \underline{e}_{r}) dS \underline{e}_{r}$$
(5)

On remarque que $(\underline{n} \cdot \underline{e}_{i})dS$ est l'aire de la projection de l'élément de surface \underline{dS} sur un plan perpendiculaire à la direction de renforcement. D'autre part, la force élémentaire F s'identifie naturellement au produit de la contrainte moyenne σ_{inc} dans les inclusions avec la fraction s_{inc} de surface effectivement coupée par les inclusions à l'échelle microscopique dans un plan perpendiculaire à la direction des inclusion (Fig. 3). En constatant que σ_{inc} est égale à la

fraction volumique η^r des inclusions dans le milieu renforcé, on aboutit à la relation entre la contrainte moyenne dans les inclusions σ_{lpc} et la contrainte partielle σ^r dans la phase r du milieu multiphasique :

$$\sigma_{inc} = \sigma^r / \eta^r \tag{6}$$



2.3

Formulation du comportement élastique

Nous nous proposons maintenant de formuler les relations de comportement du milieu multiphasique. Les deux premiers principes de la thermodynamique, généralisant l'inégalité de Clausius-Duhem aux milieux multiphasiques, conduisent à l'inégalité suivante :

$$\begin{pmatrix} \underline{\underline{\sigma}}^{m} - \frac{\partial \psi^{m}}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}^{m}} \end{pmatrix} : \underline{\underline{\varepsilon}}^{m} + \sum_{r=1}^{N} \left(\sigma^{r} - \frac{\partial \psi^{r}}{\partial \varepsilon^{r}} \right) \cdot \underline{\varepsilon}^{r} + \sum_{r=1}^{N} \left(\underline{I}^{r} - \frac{\partial \psi^{I,r}}{\partial (\underline{\underline{\varepsilon}}^{r} - \underline{\underline{\varepsilon}}^{m})} \right) : \left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{r} - \underline{\underline{\varepsilon}}^{m} \right) \ge 0$$
(7)

 $\varepsilon^{(m)} = \frac{1}{2} \left(\frac{grad}{2} \xi^{(m)} + \frac{grad}{2} \xi^{(m)} \right)$ designe le tenseur

linéarisé de la phase matrice, $\varepsilon^r = (\underline{grad} \, \underline{\xi}^r \cdot \underline{e}_r) \cdot \underline{e}_r$ la

déformation de la phase r dans la direction des inclusions et $(\xi^r - \xi^m)$, le déplacment relatif de la phase r par rapport à la phase matrice. L'inégalité (7) est une condition nécessaire que doivent vérifier les lois de comportement du milieu multiphasique. Pour le cas particulier de l'élasticité, l'inégalité se transforme en égalité, correspondant à un milieu réversible du milieu multiphasique. On fait maintenant l'hypothèse que l'énergie libre ψ du mulieu multiphasique se décompose de la manière suivante :

$$\Psi\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{m}, \underline{\varepsilon}^{r}, \underline{\xi}^{r} - \underline{\xi}^{m}\right) = \Psi^{m}\left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{m}\right) + \sum_{r=1}^{N} \Psi^{r}\left(\underline{\varepsilon}^{r}\right) + \sum_{r=1}^{N} \Psi^{l,r}\left(\underline{\xi}^{r} - \underline{\xi}^{m}\right) \tag{8}$$

Si l'on admet de plus l'indépendance des variables ε^m , ε^r et ($\xi^r - \xi^m$), le comportement est cararctérisé par les relations suivantes :

$$\underline{\underline{\sigma}}^{m} = \frac{\partial \Psi^{m}}{\partial \varepsilon^{m}}$$
(9)

$$\sigma^{r} = \frac{\partial \psi^{r}}{\partial \varepsilon^{r}} \quad r = 1, \dots, N \tag{10}$$

$$\underline{I}^{r} = \frac{\partial \Psi^{l,r}}{\partial \left(\underline{\xi}^{r} - \underline{\xi}^{m}\right)} \quad r = 1, \dots, N \tag{11}$$

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 105 1º trimestre 2003

Comportement élastoplastique adhérent

Pour les problèmes de géotechnique il est évidemment nécessaire de définir une loi de comportement élastoplastique du matériau multiphasique. Une première formulation peut être obtenue en considérant une description plus simple de la cinématique du milieu multiphasique, conduisant à faire l'hypothèse d'adhérence parfaite entre les différentes phases (de Buhan et Sudret, 1999).

12:47.1

Hypothèse d'adhérence parfaite

Cette hypothèse consiste à considérer des champs de déplacements identiques dans toutes les phases. On note $\xi(\underline{x})$ le champ commun à toutes les phases. Il est important à ce stade d'attirer l'attention du lecteur sur la portée d'une telle hypothèse. Celle-ci se rapporte directement sur la modélisation multiphasique. Elle n'implique donc nullement une condition de non-glissement à l'interface entre les inclusions et la matrice à l'échelle réelle. Cette hypothèse ne nous interdit donc pas de traiter en première approximation le cas d'un matériau dans lequel peuvent se produire des décohésions locales d'interface.

Écrivons maintenant ce que devienne les équations d'équilibre régissant le milieu multiphasique dans le cas de l'adhérence parfaite. Notons $\underline{\varepsilon} = \frac{1}{2} \left(\underline{grad\xi} + t \underline{grad\xi} \right)$ le tenseur des déformations associé au champ ξ , il vient :

$$\underline{\varepsilon}^{m} = \underline{\varepsilon} ; \varepsilon^{r} = \underline{\varepsilon} : (\underline{e}_{r} \otimes \underline{e}_{r})$$
(12)

Dans la mesure où le déplacement relatif $\xi^m - \xi^r$ est nul, il n'est plus nécessaire de modéliser les forces d'interaction <u>I</u>^r entre la phase matrice et les phases renforcement. On élimine ces efforts en combinant les équations d'équilibre (1) et (2), on obtient alors l'équation d'équilibre globale suivante :

$$div \underline{\underline{\Sigma}} + \rho^m \left(\underline{F}^m - \underline{\gamma}^m \right) + \sum_{r=1}^N \rho^r \left(\underline{F}^r - \underline{\gamma}^r \right) = 0 \tag{13}$$

où \sum désigne le tenseur des contraintes totales, ayant pour expression:

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}^m + \sum_{r=1}^N \underline{\sigma}^r \underline{\underline{\sigma}}_r \otimes \underline{\underline{\sigma}}_r \tag{14}$$

Une autre conséquence de l'hypothèse d'adhérence parfaite concerne la forme des conditions aux limites : les cinématiques des phases étant identiques, il n'est plus possible d'appliquer indépendamment des efforts sur chacune des phases à travers une surface géométrique quelconque. Les conditions limites en effort définies en un point <u>x</u> de la frontière du domaine Ω s'écrivent maintenant :

$$\underline{T}(\underline{x}) = \underline{\underline{\Sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{\underline{n}}(\underline{x})$$
(15)

Formulation du comportement élastoplastique

La formulation élastoplastique proposée par Sudret (1999) pour le milieu adhérent consiste à adopter pour chaque phase un comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec une règle d'écoulement associée. La déformation de la phase matrice et des phases renforcement est décomposée en deux contributions élastique et plastique :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^{m} = \underline{\underline{\varepsilon}}_{e}^{m} + \underline{\underline{\varepsilon}}_{p}^{m} \qquad (16)$$

$$\varepsilon^r = \varepsilon_e^r + \varepsilon_p^r$$
 $r = 1,...,N$ (17)

où les indices $e \, {\rm et} \, p$ désignent respectivement les parties élastique et plastique des déformations. Le comportement s'écrit alors :

$$\underline{\underline{\sigma}}^{m} = \underline{\underline{a}}^{m} : \left(\underline{\underline{\varepsilon}}^{m} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{p}^{m}\right) \tag{18}$$

$$\sigma^{r} = a^{r} \left(\epsilon^{r} - \epsilon_{p}^{r} \right) \quad r = 1, \dots, N$$
(19)

$$\dot{\underline{\varepsilon}}_{p}^{m} = \dot{\lambda}^{m} \frac{\partial f^{m}}{\partial \underline{\sigma}^{m}} \text{ avec } \dot{\lambda}^{m} \ge 0$$
(20)

$$\dot{\varepsilon}_{\rho}^{r} = \dot{\lambda}^{r} \frac{\partial f^{r}}{\partial \underline{\sigma}^{r}} \operatorname{avec} \dot{\lambda}^{r} \ge 0 \quad r = 1, \dots, N$$
 (21)

où \underline{a}^m est le tenseur des modules élastiques de la phase matrice, a^r la raideur de la phase renforcement r, f^n ($\underline{\sigma}^m$) le critère de plasticité de la matrice, et f^r (σ^r) une fonction critère qui définit le domaine des valeurs de σ^r pour lesquelles la déformation plastique dans la phase rn'évolue pas. Si la phase concernée reste élastique tant que σ^r est dans l'intervalle [– σ^r_r, σ^r_r] la fonction f^r (σ^r) s'écrit :

$$f^{r}(\sigma^{r}) = max(-\sigma^{r} - \sigma_{-}^{r}, \sigma^{r} - \sigma_{+}^{r})$$
(22)

On considérera, en général, que la résistance d'une phase de renforcement est plus faible en compression qu'en traction, en raison de la possibilité de flambement des inclusions.

La formulation ci-dessus appelle trois remarques:

• Rapprochant (14) de (18) et (19), il apparaît qu'en l'absence de déformations plastiques dans la matrice et les phases de renforcement la contrainte totale dans le milieu renforcé est reliée à la déformation $\underline{\varepsilon}$ par:

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \underline{\underline{A}} : \underline{\underline{\varepsilon}}$$
(23)

où le tenseur $\underset{\equiv}{\underline{A}}$ est défini par:

$$\underline{A} = \underline{\underline{a}}^{m} + \sum_{r=1}^{N} a^{r} \underline{\underline{e}}_{r} \otimes \underline{\underline{e}}_{r} \otimes \underline{\underline{e}}_{r} \otimes \underline{\underline{e}}_{r}$$
(24)

Autrement dit, la présence de renforcement se traduit par une modification des modules d'élasticité reliant la déformation du milieu multiphasique aux contraintes totales. Dans le cas où l'élasticité de la matrice est isotrope, la présence d'inclusions se traduit par une anisotropie du tenseur d'elasticité global <u>A</u>.

On notera que la loi élastique définie par (23) et (24) est conforme au résultat d'une démarche d'homogénéisation élastique classique (Greuell, 1993).

 Pour certains types de matériaux, il peut être préférable d'adopter pour la matrice une loi d'écoulement non associée. La relation (20) est alors remplacée par:

$$\underline{\dot{\varepsilon}}_{p}^{m} = \dot{\lambda}^{m} \frac{\partial g^{m}}{\partial \underline{\sigma}_{p}^{m}} \quad \text{avec } \dot{\lambda}^{m} \ge 0$$
(25)

où g^m ($\underline{\sigma}^m$) est le potentiel plastique.

 Enfin, il est intéressant de noter que bien que chacune des phases ait un comportement élastique parfaitement plastique, le comportement du milieu multiphasique est écrouissable. Cette remarque constitue l'un des rapports importants de la méthode multiphasique. Les méthodes d'homogénéisation classique ne possèdent pas une telle propriété.

2.4.3

Liens avec les propriétés des constituants

Il reste à identifier les paramètres qui décrivent le comportement des différentes phases (modules élastiques <u>a</u>^m, a^r et critères de plasticité *f*^m, *f*). Cette identification est ici abordée de manière phénoménologique : la démarche n'est pas orientée vers une identification à partir des propriétés des constituants par une méthode de changement d'échelle ou d'homogénéisation.

En pratique, il est naturel de modéliser le comportement de la phase matrice de la même manière que celui du milieu continu dans lequel sont placées les inclusions. Pour ce qui concerne les phases de renforcement, un raisonnement simple (analogue à celui mené en 2.2) conduit à identifier la raideur d'une phase de renforcement au produit du module de Young des inclusions correspondantes par leur fraction volumique :

$$a^r = \eta^r E^r_{inc} \tag{26}$$

2.4.4

Mise en œuvre numérique

La méthode multiphasique, décrite ci-dessus et mise en œuvre par Sudret *et al.* (2000) dans le cadre d'un code de calcul prototype, a été introduite dans le progiciel CESAR-LCPC. Pour le moment, la version intégrée repose sur l'hypothèse d'adhérence parfaite entre les phases, c'est-à-dire qu'elle prend en compte un champ de déplacement identique pour toutes les phases matrice et renforcement. On a pu ainsi réaliser des études sur deux types d'ouvrages renforcés:

 la première concerne le comportement de radiers de pieux. Les résultats obtenus par notre approche sont confrontés à ceux obtenus par une méthode classique de dimensionnement de ce type d'ouvrages;

 la seconde étude est relative à la convergence d'une galerie souterraine boulonnée radialement.

3

Mise en œuvre de la méthode sur des ouvrages de géotechnique

3.1

Calcul de tassement de radiers de pieux

3.1.1

Description du problème

On s'intéresse à un radier carré de côté B = 36 m et d'épaisseur e = 5 m, reposant sur un massif de sol renforcé par un réseau de 9×9 pieux de diamètre d = 0,8 m, de longueur L = 20 m, espacés d'une distance s = 4 m de centre à centre (Fig. 4).



Le massif est constitué d'un sol homogène élastique de module de Young E_s et de coefficient de Poisson v_s . Le radier et les pieux sont construits en béton de modules de Young respectifs E_r et E_p égaux à 35 GPa. Le tableau I récapitule les données géométriques et mécaniques du problème.

TABLEAU 1 Caractéristiques du problème. Parameters of the problem.

Radier	Pieux
$E_r = 35 \text{ GPa}$	$E_p = 35 \text{ GPa}$
v _r = 0,3	L = 20 m
e = 5 m	d = 0,8 m
B = 36 m	s = 4 m
	Radier $E_r = 35 \text{ GPa}$ $v_r = 0.3$ e = 5 m B = 36 m

3.1.2

Modélisation numérique

Cette simulation est réalisée dans le cadre d'une modélisation tridimensionnelle. Compte tenu des symétries du problème, nous n'étudions qu'un huitième de la géométrie de l'ouvrage (cf. maillage Figs. 5 et 6). Étant donné la valeur élevée du coefficient de Poisson du sol, nous avons été amenés à mailler une zone relativement grande vis-à-vis de la dimension du radier (30 B x 30 B x 30 B), afin d'éviter les effets de bord.

Le maillage est constitué de 4 200 pentaèdres à 15 nœuds, et compte 12 500 nœuds. Il est séparé en trois groupes : un groupe relatif au radier, un autre représentant la zone renforcée et le troisième discrétisant le reste du massif (Fig. 7).

En ce qui concerne les conditions limites en déplacement, elles portent sur les quatre surfaces suivantes : – surface inférieure z = -15 B: déplacements verticaux bloqués

- surfaces verticales x = 15 B, y = 15 B, x + y = 15 B: déplacements bloqués perpendiculairement aux surfaces.

3.1.3

Modèle hybride (Griffiths et al., 1991)

Le problème du comportement de radier de pieux a été étudié par Clancy *et al.* (1993), qui ont mis au point une technique de calculs simplifiée basée sur la méthode hybride proposée par Chow (1986). Elle repose sur les principales hypothèses suivantes :





cements verticaux sont pris en compte;

 l'interaction entre les pieux et le sol est modélisée par des ressorts relatifs aux efforts de cisaillement induits dans le sol (Randolph et Wroth, 1978; Kraft *et al.*, 1981).

La réaction du sol sous le radier est modélisée par des ressorts dont la raideur est obtenue par la solution de Giroud (1968). L'interaction entre le radier et les pieux est prise en compte en utilisant la solution de Mindlin.

Ces hypothèses étant précisées, on définit la rigidité k_{pr} d'un radier de pieux construit dans un massif de sol élastique, comme le rapport de la résultante *P* des efforts appliqués au tassement moyen:

$$k_{pr} = \frac{P}{W_{moyen}} = \frac{P_p + P_r}{W_{moyen}}$$
(27)



où P_p et P_r sont les proportions respectives de la résultante P appliquée sur les pieux et sur le radier.



Comparaison des deux approches

Les valeurs numériques, calculées par les deux approches, des différentes quantités caractérisant le radier de pieux introduites précédemment sont reportées dans le tableau II.

On constate une bonne concordance entre les deux approches, les écarts étant inférieurs à 10 %. Le modèle multiphasique semble conduire à un comportement plus raide de la structure. Ceci peut notamment être expliqué par le fait que le modèle aux éléments finis est borné par des frontières rigides à une distance finie (30 x B), alors que le modèle hybride fait intervenir le caractère semi-infini du massif. De plus, nous rappelons que le calcul a été effectué avec l'hypothèse d'adhérence parfaite entre les phases, ce qui est évidemment de nature à «renforcer» le matériau équivalent. Un calcul avec prise en compte de cinématiques différentes pour chaque phase conduirait naturelle-

 TABLEAU II
 Comparaison des résultats numériques.

 Comparison of numerical results.
 Comparison of numerical results.

	Clancy	Méthode multiphasique	
w (tassement max)	84 mm	76 mm	
P _p	868 MN	810 MN	
P _r	428 MN	389 MN	
k _{pr}	15,42 MN.m ⁻¹	15,78 m ⁻¹	

ment à un radoucissement du comportement d'ensemble.

La figure 9 trace l'évolution du tassement normalisé sous la fondation défini par Clancy de la manière suivante :

$$\overline{W} = \frac{W - W_{moyen}}{W_{max} - W_{moyen}}$$
(28)

en fonction de la coordonnée normalisée λ , valant 0 au coin du radier, croissant linéairement jusqu'à 0,5 en suivant le côté, puis jusqu'à 1 en direction du centre (voir Fig. 8).



On constate ici encore une très bonne concordance des résultats des deux approches. Il faut noter, en outre, que les temps de calculs d'un tel ouvrage prennent une trentaine de minutes, contre plus d'une dizaine d'heures avec la méthode hybride.

3.2

Calcul de la convergence d'une galerie

Après avoir étudié une structure tridimensionnelle, on s'intéresse maintenant à la convergence des parois d'un tunnel, que l'on aborde dans une approche bidimensionnelle en déformation plane, dans un plan perpendiculaire à l'axe de la galerie. Le problème consiste à évaluer la réduction des déplacements de la paroi que l'on peut obtenir en boulonnant le terrain perpendiculairement à la paroi de la galerie.

3.2.1

Description du problème

On considère donc une galerie de section non circulaire dont la voûte et les piédroits sont renforcés par un boulonnage radial. Étant donné la symétrie du problème par rapport au plan vertical contenant l'axe du tunnel, seule une moitié de l'ouvrage sera étudiée (Fig. 10).

La voûte, le piédroit et le radier du tunnel sont circulaires : la première est constituée d'un quart de cercle de centre (0,0) et de rayon 5 m, les deux derniers d'arcs de cercle de centres respectifs (-5,0), (0,5) et de rayon 10 m.



Le sol est constitué d'un matériau frottant de module de Young 50 MPa, de coefficient de Poisson 0,4, de cohésion 150 kPa et d'angle de frottement et de dilatance égaux à 25°; il est supposé obéir à un critère de Drucker Prager. Les boulons, constitués d'acier (E = 200 000 MPa), ont une longueur de 3,75 m et une section circulaire de diamètre 25 mm. Leur densité en paroi est de 1 boulon/2,5 m².

Les éléments du maillage sont rassemblés en trois groupes (Fig. 10): le groupe 1 correspond à la zone renforcée entourant la voûte, le deuxième à celle entourant le piédroit, le dernier groupe décrivant le reste du massif non renforcé.

La zone maillée est un cadre rectangulaire ayant pour largeur 50 m et pour hauteur 100 m. Le maillage est constitué de 454 éléments (65 quadrilatères à 8 nœuds et 389 triangles à 6 nœuds) contenant 1029 nœuds (Fig. 11).

Le chargement est défini par une densité de forces d'excavation p_c calculées à partir d'un champ de contraintes initial géostatique. On applique le déconfinement en attribuant un facteur multiplicatif $1 - \lambda_c$ à p_c, λ_c allant de 0 (déconfinement total), à 1 (pas de déconfinement).

3.2.9

Résultats

Nous présentons dans un premier temps le champ de contraintes (totales) (Fig. 12). Ce champ est conforme à notre attente, et l'on note au passage que l'on respecte bien la condition de contrainte libre sur les parois du tunnel.

Les figures 13 et 14 décrivent respectivement la forme et les isovaleurs du champ de contraintes partielles dans la phase de renforcement. Ces contraintes sont unidirectionnelles et suivent les directions de boulons. Il est à noter en outre, que la contrainte dans la phase de renforcement diminue lorsque l'on s'éloigne de la paroi et devient très faible en limite extérieure de zone renforcée. Ceci permet ainsi une discussion sur la longueur efficace des boulons en fonction des différents paramètres. En revanche, on observe qu'elles ne s'annulent pas







 FIG. 12
 Champ de contraintes totales principales.

 Principal total stress field.



FIG. 11 Discrétisation de l'ouvrage. Meshing of the ground around the tunnel.





FIG. 14 Isovaleurs de la contrainte <u>o</u>^r dans la phase de renforcement. Stress isovalues in the reinforced phase.

sur la paroi. Ceci est dû au choix que l'on a fait de retenir le modèle simplifié à adhérence parfaite entre les phases, qui permet de respecter les conditions aux limites en moyenne (c'est-à-dire sur les contraintes totales), mais ne permet pas d'imposer des conditions aux limites sur les contraintes partielles. La prise en compte de cinématiques différentes pour chaque phase et d'une loi d'interface entre elles, fait l'objet de la prochaine étape de l'intégration du modèle multiphasique dans CESAR-LCPC, et permettra de s'affranchir de ce type de problème.

La figure 15 représente les zones d'isovaleurs de la norme des déplacements, montrant logiquement que les mouvements les plus importants se situent à proximité de la galerie.

Nous avons reporté enfin, sur la figure 16, l'évolution du déplacement vertical du point situé à l'extrémité supérieure de la voûte en fonction du facteur multiplicatif $(1 - \lambda_{i})$ appliqué au chargement, pour l'ouvrage





renforcé et pour l'ouvrage non renforcé. On observe une convergence plus importante vers l'axe du tunnel, lorsque ce dernier n'est pas renforcé : les boulons réduisent le déplacement de ce point de plus de 30 %.

Une fois la construction du maillage effectuée, le temps de calcul est de quelques secondes. Cette souplesse d'utilisation permet d'utiliser le code, non seulement pour la vérification d'ouvrages, mais aussi au stade du dimensionnement.



Ce travail a été l'occasion d'intégrer la méthode proposée par Sudret et de Buhan (1999) pour l'étude de sols renforcés dans le progiciel CESAR-LCPC. La version du code obtenue a permis d'étudier le comportement élastoplastique de plusieurs ouvrages renforcés typiques du domaine de la géotechnique, en deux et trois dimensions, et de montrer l'efficacité et la pertinence d'une telle approche.

L'état actuel du code ne permet pas de prendre en compte des cinématiques différentes pour chaque phase constituant l'ouvrage, mais cette version restreinte permet déjà, contrairement aux méthodes d'homogénéisation classiques, d'obtenir un matériau multiphasique écrouissable, bien que l'on considère au départ un comportement élastique parfaitement plastique pour les phases constituant ce matériau. En outre, il est important de noter que, en gérant numériquement séparément les phases, cette méthode est beaucoup plus rapide à mettre en œuvre, n'ayant pas à construire le comportement du matériau homogène équivalent, comme dans le cas d'une approche d'homogénéisation classique.

Cependant, lorsque l'on s'approche de la rupture, et de manière plus générale, lorsque le glissement du sol par rapport aux inclusions devient significatif (ce qui peut se produire si le contraste entre les propriétés du sol et des inclusions est trop grand), l'hypothèse d'adhérence entre les deux milieux continus qui représentent le sol renforcé devient plus discutable et les résultats donnés par le modèle s'écartent des résultats de mesures. Il est donc nécessaire de compléter le modèle de comportement utilisé, afin d'améliorer la prise en compte du comportement de

l'interface entre les inclusions et le sol. C'est ce qui sera réalisé dans la deuxième phase de ce projet. En outre, la version actuellement programmée ne tient compte que des efforts de traction/compression dans les renforts. La possibilité de prendre en compte leur flexion (de Buhan et Sudret, 2000) devra donc être envisagée.

Bibliographie

- Bourgeois E., Garnier D., Semblat J.F., Sudret B., Al Hallak R. – « Approche par homogénéisation du comportement d'un front de taille de tunnel renforcé par boulonnage: comparaison avec des essais en centrifugeuse ». *Revue française de génie civil*, vol. 5, n° 1, 2001, p. 9-38.
- Buhan (de) P. Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sols renforcés. Thèse d'État, Université de Paris 6, 1986.
- Buhan (de) P., Sudret B. « Micropolar Multiphase Model for Materials Reinforced by Linear Inclusions ». European Journal of Mechanics, vol. 19, n° 4, 2000, p. 669-687.
- Chow Y.K. « Analysis of vertically loaded pile groups ». International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geotechnic, 17, 1986, p. 59-72.
- Clancy P., Randolph M.F. «An approximate analysis procedure for piled raft foundations ». International Journal of Numeri-

cal and Analytical Methods in Geotechnic, 10 (1), 1993, p. 59-72.

- Coussy O. Mécanique des milieux poreux. Éditions Technip, 1991.
- Giroud J.-P. « Settlement of a linearly loaded rectangular area ». Journal of Soil Mech. Found. Div., ASCE, 94 (SM4), 1968, p.813-832.
- Greuell E. Étude du soutènement par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation. Thèse de doctorat de l'École Polytechnique, Paris, 1993.
- Greuell E., Buhan (de) P., Panet M., Salençon J. – « Comportement des tunnels renforcés par boulons passifs ». XIIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Inde, 1993.
- Griffiths D.V., Clancy P., Randolph M.F. « Piled raft foundation analysis by finite elements ». Proceedings of Computer methods and advances in Geomechanics (Beer, Booker et Carter, eds), Balkema, Rotterdam, 1991, p. 1153-1157.

- Kraft L.M., Ray R.P., Kagawa T. «Theoretical (t-z) curves». J. Geo. Eng. Div., ASCE, 107 (GT11), 1981, p. 1543-1561.
- Randolph M.F., Wroth C.P. « Analysis of the deformation of vertically loades piles ». J. Geo. Eng. Div., ASCE, 104 (GT12), 1978, p. 1465-1488.
- Randolph M.F. « Design of piled raft foundation, Proceedings of Recent developments in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problem ». Bangkik, vol. 5, 1983, p. 525-537.
- Sudret B., Maghous S., Buhan (de) P., Bernaud D. – « Elastoplastic analysis of inclusion reinforced structure ». *Metals* and Materials, vol. 4, n° 3, 1998, p. 252-255.
- Sudret B. Modélisation multiphasique des ouvrages renforcés par inclusions. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1999.
- Sudret B., Buhan (de) P. « Modélisation multiphasique des matériaux renforcés par inclusions linéaires ». C.R. Acad. Sci., Paris, t. 327, série IIb, 1999, p. 7-12.

F.-H. CORNET

Institut de Physique du Globe de Paris 4, place Jussieu 75252 Paris Cedex 05 cornet@ipgp.jussieu.fr

L'étude *in situ* du rôle des fluides en mécanique crustale

Résumé

L'augmentation de pression interstitielle dans un massif rocheux, lorsqu'elle est assez élevée, induit une activité microsismique. L'analyse de cette microsismicité peut permettre de préciser le champ de contrainte dans le massif mais aussi le champ de pression interstitielle. Toutefois les fractures significatives du point de vue hydraulique étant fréquemment sources d'hétérogénéité de contrainte, l'analyse de la microsismicité en termes de champ de contrainte et de pression doit toujours être accompagnée d'observations indépendantes : mesures hydrauliques en forage, données d'ovalisation de forage, directions d'anisotropie sismique. L'intégration des données indépendantes et des mécanismes au foyer de la microsismicité permet d'identifier les zones hétérogènes. Ces principes ont été appliqués sur trois sites expérimentaux. Sur le site granitique du Mayet-de-Montagne dans des forages de 800 m de profondeur la méthode a été testée et validée. Sur le site géothermique de Soultz-sous-Forêts dans un forage de 3 500 m de profondeur, cette méthode permet de définir le domaine de pression interstitielle pour lequel la migration du front de sismicité dépend de la perméabilité du milieu et le seuil de pression au-delà duquel interviennent des processus de rupture majeurs dans le massif. Le troisième site concerne un forage de 1 800 m de profondeur recoupant la faille philippine (plus de 1200 km de long) qui flue à la vitesse moyenne de 3 cm/an. Les résultats suggèrent que la faille est très peu perméable et qu'elle est perpendiculaire à la contrainte principale minimale. Ces méthodes d'observation sont actuellement mises en œuvre pour étudier in situ le rôle de la percolation de fluides profond dans le mécanisme d'ouverture du rift de Corinthe.

Mots-clés : microsismicité induite, mécanismes au foyer, contrainte, pression interstitielle.

In situ study of the role of fluids in crustal mechanics

Abstract

When the interstitial pressure in a rock mass is increased significantly, it induces a microseismic activity which may help to determine the stress field in the rock mass as well as the local pore pressure. However, because permeable fractures are often associated with local stress heterogeneity, the sole focal mechanisms of induced seismicity may yield biased results. Hence they must be associated with additional independent data for a satisfactory stress field characterization : hydraulic tests in boreholes, borehole breakouts orientations, direction of anisotropy of shear wave velocity field. These principles have been applied at three different sites. At the granitic site of le Mayet-de-Montagne (central France), the method has been tested and validated in two boreholes 800 m deep, 100 m apart. At the Geothermal site of Soultz-sous-Forêts, the method provides means to determine the interstitial pressure domain for which the growth of seismic cloud is a good indicator of the large scale rock mass permeability. It is shown that when the pore pressure reaches a critical value, it induces large scale failure processes so that the microseismic cloud migration is no more indicative of large scale permeability. At Tongonan, in the Philippine, an 1800 m deep well intersects the 1200 km long Philippine fault in a creeping segment of the fault (3 cm/year). Induced seismicity associated to a large scale fluid injection shows that the fault is impervious and perpendicular to the minimum principal stress direction in this area. This observation technique is presently being applied in the Corinth Gulf (Greece) so as to document by *in situ* observation the role of fluids on the opening process of this rift.

Key words : induced microseismicity, focal mechanism, stress, pore pressure.

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

Introduction

Un des problèmes classiques de la géotechnique est l'extrapolation des résultats obtenus au laboratoire aux conditions réelles du terrain. Il est ainsi bien connu que les modules d'élasticité mesurés sur de petits échantillons ne correspondent pas aux modules à prendre en compte pour évaluer les déformations observées lors des sollicitations réelles. Il est également bien connu que les mesures dynamiques de ces mêmes modules, qui elles peuvent être réalisées sur le terrain à la bonne échelle, ne fournissent pas de résultats satisfaisants pour la prévision des déformations quasi statiques. Ces difficultés proviennent tant d'une mauvaise appréhension de la rhéologie du matériau continu équivalent considéré que d'un manque de connaissance quant à la morphologie et aux propriétés mécaniques des discontinuités majeures du terrain.

En l'absence de réponse satisfaisante à cette question, l'ingénieur géotechnicien a développé des règles plus ou moins empiriques pour produire les valeurs requises par ses analyses. Il s'assure de la fiabilité de ses résultats en réalisant quelques observations à l'échelle 1. De plus, ses observations de terrain, en lui fournissant les données à la bonne échelle, font avancer sa compréhension des mécanismes impliqués et lui permettent de proposer des lois reflétant mieux la physique réelle des phénomènes mis en jeu.

De même, il est apparu nécessaire de mener in situ des observations à l'échelle 1 pour faire progresser notre compréhension des divers phénomènes qui gouvernent la mécanique de la croûte terrestre. Ainsi par exemple, les mesures dans le forage de Cajon Pass, au voisinage de la faille San Andreas en Californie, ont bien mis en évidence l'absence d'anomalie thermique locale ainsi que l'absence de contraintes de cisaillement dans le plan de faille (Lachenbruch et Sass, 1992; Zoback et Healy, 1992). Ces résultats ont, de facto, démontré les limites de notre compréhension des lois de frottement à prendre en compte pour cette faille transformante, site d'un décrochement de plus de 300 km entre les plaques Pacifique et Nord-Amérique. Il est aujourd'hui reconnu qu'une des lacunes majeures de la géomécanique reste la formalisation des lois de comportement des failles et des différents couplages (hydro-thermo-chimio-mécanique) associés aux circulations de fluides qui y interviennent.

Dans cet article, nous montrons comment des analyses de sismicité induite, observées à l'occasion d'études de réservoirs géothermiques, ont fourni les données requises pour déterminer le champ de contrainte et de pression interstitielle locale. Ces observations ont permis d'étudier *in situ* les processus de rupture d'un massif granitique dans l'Est de la France et certains aspects du comportement mécanique d'une faille transformante majeure aux Philippines.

2

Microsismicité et piézométrie *in situ* : les résultats du Mayet-de-Montagne

2.1

Contexte expérimental

Les données utilisées ici ont été obtenues dans le cadre d'une étude sur les possibilités de développer une méthode d'exploitation de la chaleur des roches chaudes profondes peu perméables. Il s'agissait de stimuler par méthode hydraulique le réseau de fractures naturelles d'un massif granitique pour y développer un échangeur thermique efficace. La procédure d'injection devait permettre d'éviter de développer des fractures hydrauliques vraies, c'est-à-dire orientées perpendiculairement à la contrainte principale minimale dans le milieu et qui se seraient refermées à l'issue des essais. Nous souhaitions plutôt induire des cisaillements le long de plans de fracture préexistants de façon à en augmenter la conductivité hydraulique du fait de la dilatance associée (Cornet, 1989).

Deux forages d'environ 800 m de profondeur et distants l'un de l'autre d'une centaine de mètres, permettaient d'injecter, dans le premier, l'eau qui, après circulation dans le réseau de fractures stimulées, devait ressortir par le second pour être recyclée après refroidissement. La cartographie de la sismicité induite associée à des débitmétries en forage devait permettre de caractériser l'écoulement dans le réseau de fracture.

Le site choisi, au Mayet-de-Montagne, à 25 km au sud-est de Vichy, était implanté dans un massif granitique affleurant, ce qui facilitait tant l'étude structurale du massif que l'implantation des 15 capteurs sismiques à trois composantes utilisés pour localiser les événements microsismiques induits (Talebi et Cornet, 1987).

Préalablement aux essais, le champ de fractures naturelles recoupées par les forages avait été identifié par une méthode d'imagerie électrique, nouvelle à l'époque (Mosnier, 1982). Le champ de contrainte avait été déterminé par la méthode HTPF, spécialement développée pour ces besoins (Cornet et Valette, 1984). La méthode HTPF implique la détermination par essais hydrauliques de la contrainte normale σ_n supportée par divers plans de normale n d'orientation connue et variée :

$$\sigma_n = \underline{\sigma}(\mathbf{x}) \, \mathbf{n.n} \tag{1}$$

L'objectif est de déterminer, pour N mesures HTPF $(N \ge 6)$, le tenseur complet $\underline{\sigma}(x)$. Lorsque les points de mesure x (intersection des fractures préexistantes avec le forage) sont distants de plus d'une trentaine de mètres les uns des autres, on suppose que les variations de contrainte restent faibles pour être approximées par un développement limité du premier ordre :

 $\underline{\sigma}(\mathbf{x}) = \underline{\sigma}(\mathbf{x}_c) + (\mathbf{x}_1 - \mathbf{x}_{1c}) \, \underline{\alpha}_1 + (\mathbf{x}_2 - \mathbf{x}_{2c}) \, \underline{\alpha}_2 + (\mathbf{x}_3 - \mathbf{x}_{3c}) \, \underline{\alpha}_3 \quad (2)$ où $\underline{\sigma}(x_{c})$ est le tenseur de contrainte en un point X_c de référence et où $\underline{\alpha}_1$, $\underline{\alpha}_2$ et $\underline{\alpha}_3$ sont les gradients de contrainte le long des trois axes du repère choisi. Il est à noter que l'équation (2) implique 24 paramètres, dans le cas général. Par ailleurs, cette équation doit satisfaire les conditions d'équilibre du massif, ce qui introduit trois équations mais rajoute une inconnue (la masse volumique). Souvent cependant, la masse volumique des terrains est connue, de sorte qu'en fait, cette approximation du champ de contrainte implique 21 paramètres. Lorsque les variations horizontales de contrainte sont négligeables ($\underline{\alpha}_1 = \underline{\alpha}_2 = \underline{0}$) on démontre que la direction verticale est principale pour le gradient vertical $\underline{\alpha}_3$ (McGarr, 1982), de sorte que l'équation (2) n'implique que 10 paramètres (9 si la masse volumique est connue). Dans certains cas, il est possible de n'en considérer que 6, si le massif est homogène jusqu'à la surface du sol, et 5 si l'on néglige les rotations de directions principales avec la profondeur.

Après de nombreux tâtonnements, les opérations de stimulation se sont achevées par une injection d'envi-

ron 16500 m³ d'eau à des débits croissants par pallier, de quelques jours chacun, et variant de 8,5 l/s à 21,2 l/s, pour des pressions croissant régulièrement (Fig. 1).



Puis l'injection s'est poursuivie à divers débits décroissants pour caractériser l'impédance hydraulique du système. La relation débit d'injection – pression d'injection est indiquée sur la figure 2. Il est intéressant de comparer ces résultats à ceux obtenus à Soultz, dans des conditions similaires de débit, mais pour lesquels on observe une stabilisation de la pression (Fig. 6). Dans le cas du Mayet-de-Montagne, la pression dans le forage en fin d'essai, au niveau de l'injection, était notoirement supérieure à la contrainte principale minimale dans le milieu (Fig. 4), ce qui démontre l'importance de l'histoire de la montée en pression pour prévoir la réponse du système (absence de fracturation hydraulique dans ce cas particulier).







FIG. 3 Localisation des événements microsismiques induits lors des divers essais de stimulation : A) projection dans le plan horizontal ; B) projection sur un plan vertical est-ouest.

Quelque 200 événements microsismiques ont été observés (on n'a considéré ici que les sources sismiques assimilables à des doubles couples⁽¹⁾, à l'exclusion des événements dits longue période) (Fig. 3). Pour seulement 87 mécanismes au foyer les deux plans nodaux ont pu être bien contraints à partir des données de polarité des ondes P. Ces mécanismes ont été mis à profit pour cartographier d'abord le champ de contrainte dans l'ensemble du volume affecté par la microsismicité, puis, dans un second temps, la pression interstitielle dans le même volume.

2.2

Intégration des données sismiques et des mesures hydrauliques en forage pour la détermination du champ de contrainte

Différentes méthodes ont été proposées pour extraire des mécanismes au foyer certaines composantes du champ de contrainte régional (Vasseur *et al.*, 1983; Gephart et Forsyth, 1984; Michael, 1987; Julien et Cornet, 1987; Provost et Houston, 2001).

Toutes ces méthodes supposent :

1) que le champ de contrainte est uniforme dans l'ensemble du volume considéré;

 que les événements microsismiques affectent des surfaces suffisamment petites pour qu'ils ne perturbent pas le champ de contrainte au voisinage des autres événements;

3) que le vecteur déplacement d est parallèle et de même sens que le cisaillement τ dans le plan : d/ldl. $\tau/|\tau| = 1$.

De ce fait, étant donné que seule la direction de la composante de cisaillement dans le plan est contrainte, et non son amplitude, l'inversion de ces données ne fournit que quatre composantes du tenseur de contrainte moyen dans le volume considéré:

$$\underline{\sigma} = \sigma_1 \underline{I} + (\sigma_3 - \sigma_1) \underline{T}$$
(3)

où <u> σ </u> est le tenseur de contrainte moyen dans le volume considéré, σ_1 , σ_2 et σ_3 les valeurs principales de <u> σ </u>, <u>I</u> le tenseur unité et <u>T</u> un tenseur ayant les mêmes directions principales que <u> σ </u> (caractérisées par les trois angles d'Euler) et pour valeurs principales 0, R et 1, avec R un rapport de forme : R = $(\sigma_2 - \sigma_1)/(\sigma_3 - \sigma_1)$. L'inversion des mécanismes au foyer permet de déterminer le tenseur <u>T</u>, c'est-à-dire les trois angles d'Euler ainsi que le rapport de forme R.

Yin et Cornet (1994) ont développé une méthode qui permet d'inverser simultanément les résultats des essais HTPF et les directions des vecteurs de glissement pour déterminer le champ de contrainte tel que défini par la relation (2). En d'autres termes, les mécanismes au foyer permettent d'extrapoler à l'ensemble du volume affecté par la sismicité induite les mesures de contrainte obtenues au voisinage immédiat des forages par méthode hydraulique. Les résultats obtenus à partir d'un modèle à 10 paramètres, en négligeant les variations de contrainte dans les directions horizontales, étant donné l'absence de topographie significative et l'homogénéité du massif granitique, sont présentés sur la figure 4. On remarque que la direction verticale est trouvée être principale. Elle correspond à la contrainte principale minimale dans les 200 premiers mètres sous la surface du sol mais devient la direction de la contrainte principale maximale au-dessous de 500 m de profondeur. De plus les directions des contraintes horizontales tournent dans les premiers 400 m pour se stabiliser en dessous de cette cote. Ceci illustre ainsi l'impossibilité de déterminer les directions des contraintes tectoniques à partir de mesures trop superficielles.

Les résultats de la figure 4 sont homogènes avec 20 des 22 essais HTPF effectués dans l'intervalle de profondeur dans lequel des événements microsismiques ont été observés (écarts entre valeurs observées et valeurs calculées inférieurs à un écart-type) mais seulement 70 % des mécanismes au foyer.



les données hydrauliques et les mécanismes au foyer (domaine de confiance à 90 %).

¹ Rappelons que pour un double couple on définit deux plans nodaux perpendiculaires individualisant deux quadrants pour lesquelles la première arrivée des ondes P est en compression et deux quadrants pour lesquels elle est en extension (Burridge et Knopof, 1964). L'un des deux plans nodaux est le plan de faille mais le seul diagramme de polarité des ondes P ne permet pas de l'identifier.

Nous concluons que les événements microsismiques, étant localisés sur des fractures préexistantes, peuvent, pour certains, échantillonner des zones d'hétérogénéité de contrainte. Il en résulte que l'inversion des seuls mécanismes au foyer peut fournir des résultats biaisés, ainsi que cela a été observé puisqu'un écart systématique de 25 à 30° a été observé entre les résultats obtenus, lorsque chaque ensemble de données a été inversé séparément.

L'inversion simultanée décrite ci-dessus présente deux intérêts : d'une part, elle identifie les mécanismes hétérogènes, d'autre part, pour les mécanismes homogènes, elle identifie le plan nodal qui correspond au plan de faille. Cette information peut être alors mise à profit pour déterminer la surpression requise pour induire les glissements observés ce qui, *de facto*, transforme les événements microsismiques homogènes en capteurs de pression distribués dans l'ensemble du nuage microsismique (Cornet et Yin, 1995).

2.3

Les événements microsismiques comme piézomètres distribués loin des forages

L'origine de la sismicité induite est clairement liée à l'augmentation de pression interstitielle. Il est généralement admis que la stabilité des fractures préexistantes est contrôlée par le frottement le long de ces surfaces et que, pour des contraintes normales supérieures à quelques Mégapascals, ce frottement est bien décrit par le critère de Coulomb exprimé en contraintes effectives :

$$|\tau| \le \mu \left(\sigma_n - \beta p\right) + C_0 \tag{4}$$

où μ et C_0 sont respectivement le coefficient de frottement et la cohésion, p est la pression interstitielle et β un terme caractéristique de la loi de contrainte effective considérée, qu'il est habituel de prendre égal à 1 pour les lois de frottement. Il est fréquemment admis que C_0 est négligeable pour les fractures préexistantes mal recimentées. Par ailleurs, la pression interstitielle est égale à P_0 + dp, où P_0 est la valeur de la pression interstitielle initiale, avant toute injection, et dp est l'augmentation de pression induite par les essais d'injection.

Connaissant le champ de contrainte régional et l'orientation du plan de glissement, il est aisé de calculer $|\tau|$ et σ_n . Par ailleurs, tous les forages réalisés sur le site ont montré que le niveau d'eau est partout très proche de la surface du sol de sorte que la pression interstitielle initiale est donnée par le poids de la colonne d'eau à la profondeur considérée. Les valeurs de la perturbation dp requise pour induire des glissements pour les divers événements microsismiques observés ont alors été calculés pour diverses valeurs de μ et β dans l'équation (4). Il a été possible de définir les domaines de valeurs admissibles pour ces deux paramètres étant donné que dp doit rester positif d'une part, et inférieur à la pression en tête de puits d'autre part. Il apparaît ainsi que le terme β doit être égal à 1 sans quoi les valeurs requises pour induire des glissements sont supérieures à la pression d'injection, même pour un coefficient de frottement aussi petit que 0,4. Une fois adoptée la loi de contrainte effective classique, il apparaît que le coefficient de frottement doit rester compris entre 0,6 et 1, ce qui est tout à fait cohérent avec ce qui est connu par les essais de laboratoire. Nous avons alors reporté pour tous les événements de profondeur inférieurs à 750 m la valeur de dp en fonction de la distance la plus courte à la zone d'injection dans le forage (Fig. 5). En effet, dans ce domaine de profondeur, les événements se distribuent en deux zones principales relativement planes pour lesquelles on peut définir un pendage et un azimut. La première recoupe le forage au voisinage de 500 m et la seconde au voisinage de 620 m. Pour la zone la moins profonde, la valeur de la pression dp reste très proche de la valeur de la pression d'injection, même à plus de 150 m du forage, tandis que dans la zone inférieure on observe une chute régulière de pression avec la distance.



Ces résultats sont tout à fait cohérents avec les débitmétries qui montrent que la zone la plus profonde est une zone majeure d'écoulement tandis qu'aucun écoulement notoire n'est détecté dans la zone la plus superficielle. Cette dernière correspond donc à une zone connectée au forage mais non connectée au réseau de fractures significatif du point de vue hydraulique pour le massif.

Cet exemple illustre ainsi qu'à condition de disposer d'informations complémentaires en forage, il est possible de tirer parti des événements microsismiques pour d'une part préciser le champ de contrainte loin des forages, d'autre part obtenir des informations sur la pression interstitielle locale. Elle ne suppose pas que l'ensemble du massif soit proche de l'équilibre mais seulement que certaines fractures sont réactivées du fait tant de leur orientation que de leur connectivité au réseau de fractures hydrauliquement significatif.

On retiendra enfin que la sismicité induite n'est pas la preuve d'un débit élevé local mais seulement d'une augmentation de pression. Nous verrons dans l'exemple suivant que cette sismicité induite peut, dans certains cas, renseigner sur les écarts qui existent entre le champ de contrainte naturel et les conditions d'équilibre du massif.

3

Sismicité induite et conditions d'équilibre dans la croûte : les résultats de Soultz-sous-Forêts

3.1

Contexte observationnel : les essais hydrauliques de 1993

Du fait de la forte anomalie géothermique locale, la région de Soultz-sous-Forêts, située à environ 40 km au nord-est de Strasbourg, dans le fossé rhénan, a été choisie pour y implanter un site européen d'expérimentation géothermique en vraie grandeur (Baria *et al.*, 1995; Gérard *et al.*, 1997). Il s'agit d'y développer une

méthode permettant d'extraire la chaleur des granites rencontrés sous la couverture sédimentaire à partir de 1500 m de profondeur.

Les observations décrites ci-après ont été obtenues à l'occasion des premiers essais de reconnaissance des propriétés hydrauliques entrepris en septembre 1993, lors d'injections à débit croissant, entre les cotes 2 850 et 3 400 m (Fig. 6) dans le forage GPK1. Tous les jours, durant les essais d'injection, une débitmétrie était réalisée afin d'identifier l'évolution des zones d'écoulement au niveau de leur intersection avec le forage (Cornet et Jones, 1994).

Par ailleurs, des diagraphies d'imagerie acoustique réalisées avant et après les essais ont permis d'examiner les altérations induites à la paroi du forage par cette injection (Cornet et al., 1997). Ces diagraphies ont notamment permis d'identifier une fracture verticale de plus de 40 m de haut, orientée dans la direction moyenne N 175° E. Cette fracture qui n'était pas présente avant les essais et qui n'était pas le site d'écoulement significatif a été interprétée comme résultant d'une rupture thermique (la température initiale était de 145 °C et la température en fin d'injection de 33 °C). Étant donné qu'à 2000 m de profondeur une fracture verticale également nord-sud avait été créée lors d'essais de fracturation hydraulique, il a été conclu que le forage est parallèle à une direction principale et que la composante maximale horizontale est approximativement nord-sud sur ce site. Ces résultats ont été confirmés par la suite à l'occasion d'observations effectuées dans le forage GPK2 de 3 800 m de profondeur et situé à 500 m de GPK1 (Brudy et Zoback, 1999).



FIG. 6 Débits et pression d'injection en tête du puits GPK1 durant les premiers essais de reconnaissance à Soultz (septembre 1993).

Les diagraphies d'imagerie acoustique ont également permis de détecter des mouvements de cisaillements (Fig. 7) dans la partie haute de la zone d'injection, entre 2 850 et 2 950 m de profondeur. Pour sept de ces mouvements, les déplacements ont été suffisamment importants pour pouvoir être mesurés. Ils varient de 5 mm à plus de 4 cm pour les plus importants (tableau I). Il n'est pas inintéressant de souligner que ces mouvements ne sont pas homogènes avec un champ de contrainte de direction monotone et il est permis de penser que les premiers glissements ont induit des perturbations locales de la contrainte qui ont influencé les suivants. Ce point sera repris lors de la discussion des résultats microsismiques.



TABLEAU I	Glissements mesurés par imagerie acoustique après les essais d'injection. Z est la cote de l'observation, β est la direction de la droite de plus grande pente dans le plan et α son pendage. λ est l'angle que fait le vecteur glissement avec la droite de plus grande pente, A est l'amplitude du glissement. Les incertitudes sont dénotées e avec
	A est l'amplitude du glissement. Les incertitudes sont dénotées ɛ avec l'indice approprié correspondant.

Z (m)	β	α	λ	A (cm)	ε	$\epsilon^{}_{A}(cm)$	
2 966	105	84	110	4,7	5	0,7	
2 867	259	62	304	2,2	3	0,1	
2 976	269	61	218	0,8	15	0,2	
2 887	298	75	271	0,85	8	0,3	
2 973	273	78	198	0,4	10	0,06	
2 925	48	86	99	4,3	13	1,3	

Des apports de la microsismicité induite pour la détermination du champ de contrainte régional

Les essais ont été accompagnés d'un suivi microsismique. Un ensemble de 3 sondes accélérométriques, comportant trois composantes chacune, ainsi gu'un hydrophone, avait été mis en place dans le granite à la base des sédiments par la Camborne School of Mines, afin d'obtenir une bonne localisation des événements (Jones et al., 1995). Un réseau d'une quinzaine de stations avait été déployé en surface par l'IPG de Strasbourg pour déterminer les mécanismes au foyer des événements les plus forts (Helm, 1996). Si le réseau accélérométrique ancré dans le granite a enregistré de l'ordre de 11 000 événements au cours des essais d'injection, le réseau sismique de surface n'a, lui, détecté que quelque 130 événements, de magnitude comprise entre 0,5 et 1,9. Ceci démontre, s'il en était besoin, le rôle de l'atténuation et donc la nécessité de disposer de capteurs profonds si l'on souhaite bien résoudre la forme du nuage microsismique et donc identifier avec précision les zones d'augmentation de pression.

On a reporté sur la figure 6 la profondeur des événements observés en fonction du temps. On remarque tout d'abord que la pression doit atteindre 5 MPa pour qu'apparaissent les premiers événements microsismiques, ceux-ci intervenant dans le haut de la zone d'injection. Puis, si la croissance du nuage a tendance à intervenir vers le bas tant que la pression reste comprise entre 5 et 10 MPa, une migration vers le haut intervient lorsque la pression d'injection se stabilise aux alentours de 10 MPa, indépendamment du débit d'injection. Cette stabilisation suggère que la pression est devenue égale ou légèrement supérieure à la contrainte principale minimale effective au voisinage de la partie supérieure de la zone d'injection dans le forage. Nous ne débattrons pas plus avant de cette valeur étant donnée la nécessité de prendre en compte les effets thermiques dans cette analyse, ce qui nous entraînerait au-delà de notre propos.

De la forme du nuage microsismique vis-à-vis des directions principales de contrainte

Sur la figure 8 on indique la cartographie de l'ensemble des événements observés par les accéléromètres de fond, la coupe verticale étant orientée dans la direction d'allongement majeur du nuage. Sur la figure 9 sont représentées les projections dans un plan horizontal des événements observés dans divers intervalles de profondeur. On remarque clairement un changement d'orientation dans la direction privilégiée du nuage, selon les tranches de profondeur. Seule la tranche centrée sur 2 900 m montre une orientation nord-sud, les plus profondes montrant une orientation proche de la direction N 150° E.

Comme nous l'avons déjà vu, la direction nord-sud a été établie être la direction de la contrainte maximale horizontale dans le massif. Or, l'intervalle de profondeur 2 800-2 900 m est aussi l'intervalle dans lequel la stimulation a été la plus efficace, ainsi que le montrent





FIG. 9 Variations d'orientation du nuage microsismique avec la profondeur. Les événements sont projetés dans le plan horizontal pour diverses tranches de profondeur.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 102 1º trimestre 2003 les débitmétries. On remarque donc que les structures les mieux stimulées s'organisent de façon quasi perpendiculaire à la direction de la contrainte principale minimale et donc que la pression d'injection est contrôlée par l'amplitude de la contrainte principale minimale effective locale.

On conclut également que l'orientation privilégiée du nuage pour les autres tranches de profondeur n'est pas la direction de la contrainte maximale horizontale mais se trouve orientée à peu près à 30° de cette dernière. Elle correspond à l'orientation de la zone de rupture que l'on attendrait si l'on retenait un critère de Coulomb pour la rupture dans ce massif. On remarque cependant que, loin du forage, la forme du nuage microsismique est plus variée, soulignant probablement la présence de structures préexistantes. Un des objectifs majeurs des travaux en cours est de préciser, à partir des localisations des événements microsismiques, la géométrie de ces structures préexistantes.

Sur la figure 6, on remarque que la pression d'injection doit atteindre 5 MPa pour qu'apparaissent les premiers événements microsismiques. Puis le nuage se développe autour du forage de façon relativement symétrique. Ce n'est que lorsqu'il atteint 7 à 8 MPa que l'enveloppe du nuage microsismique semble se structurer en fonction d'un mode de rupture à grande échelle. A partir de ce seuil de pression, le nuage microsismique est uniformément distribué sur une hauteur de plus de 600 m et où on y discerne assez nettement les structures préexistantes plus petites, quand elles existent. Il semble donc que les conditions d'équilibre du massif, sur ce site, ne sont pas tant contrôlées par de grandes failles préexistantes orientées de façon optimale que par la résistance du matériau continu équivalent défini au moins à l'échelle des quelques centaines de mètres d'extension verticale du nuage microsismique.

Ainsi, qu'il a déjà été noté, la sismicité induite témoigne d'une augmentation de pression locale. Il a été proposé (Shapiro *et al.*, 1999 et 2000) d'exploiter la vitesse de croissance du nuage microsismique pour déduire de cette vitesse de croissance la perméabilité du massif, à grande échelle. Nous soulignerons ici que si cette croissance est effectivement apparemment contrôlée par la perméabilité du massif pour les pressions inférieures à 7 ou 8 MPa, pour les pressions d'injection supérieures la croissance du nuage reflète essentiellement le développement d'un processus de rupture et ne doit pas être mis en relation avec la perméabilité intrinsèque du milieu.

3.2.2

De la mise en évidence de mouvements asismiques et de l'exploitation des mécanismes au foyer pour déterminer le champ de contrainte régional

Ainsi qu'il a été mentionné ci-dessus, ces injections ont induit un certain nombre de mouvements de cisaillement détectés dans le forage, dont certains pluricentimétriques selon les mesures par imagerie acoustique (tableau I).

Si l'on suppose le milieu élastique et les surfaces de glissement planes et de pourtour circulaire, la relation entre la chute de contrainte moyenne $\Delta \sigma$, le déplacement D (dislocation supposée uniforme sur toute la surface) et le rayon *a* de l'aire de rupture est bien connue,

si l'on suppose un comportement élastique pour la roche (Kanamori et Anderson, 1975) :

$$\Delta \sigma = 7\pi/16 * G * D/a \tag{5}$$

où G est le module de cisaillement du matériau. Le moment sismique M_0 du double couple est fonction de l'aire S de la surface de rupture et de l'amplitude de la dislocation D:

$$M_0 = G * S * D$$
 (6)

Par ailleurs, certains auteurs (Pearson, 1981; Majer et McEvilly, 1979) ont développé des relations empiriques entre le moment sismique et la magnitude des séismes induits par des injections d'eau. Les données utilisées proviennent d'essais d'injection dans le granite de Fenton Hill, à Los Alamos, et du champ des Geysers, en Californie. Elles sont très comparables aux conditions des essais de Soultz et ont été retenues pour ce dernier site :

$$Log(M_o) = 17,27 + 0,77 M$$
 (7)

où M est la magnitude estimée à partir de la durée du signal.

Il apparaît ainsi qu'en assimilant les événements microsismiques observés à des dislocations, il est possible d'obtenir une relation entre les dimensions de la source, la chute de contrainte, l'amplitude de la dislocation et la magnitude observée.

Le module de cisaillement a été évalué à partir des vitesses sismiques déterminées pour ce milieu. Par ailleurs, connaissant la profondeur de l'événement on en déduit la valeur de la contrainte verticale à cette cote, valeur qui correspond à la contrainte principale maximale En effet, les mécanismes au foyer correspondent en majorité à des mécanismes en faille normale (contrainte principale maximale verticale) avec, cependant, de très nombreux décrochements (contrainte principale maximale horizontale). Ces mécanismes suggèrent donc que la composante principale verticale et la composante principale maximale horizontale sont très proches l'une de l'autre.

Une sous-estimation de la contrainte principale minimale peut être obtenue en considérant que cette dernière doit satisfaire les conditions d'équilibre du massif si l'on suppose qu'il existe toujours des fractures préexistantes orientées dans la direction critique. On obtient ainsi une surestimation de la chute de contrainte maximale associée aux événements considérés.

Ces considérations amènent à conclure que si les glissements pluri-centimétriques observés à la paroi du forage avaient été associés à des ruptures sismiques uniques, la magnitude correspondante des événements aurait été comprise entre 3,5 et 4,2, selon la valeur de la chute de contrainte moyenne retenue. Or les observations sismiques révèlent que la magnitude maximale observée n'a pas dépassé 1,9.

La question se pose de savoir si les glissements observés pourraient résulter d'un cumul de N mouvements sismiques plus petits. Une estimation des déplacements, associés aux événements sismiques les plus forts, montre qu'il faudrait que tous les événements interviennent sur la même surface pour que soit atteint l'ordre de grandeur des déplacements observés. Or ces événements sont dispersés dans l'ensemble de l'espace d'une part, d'autre part il existe plusieurs zones pour lesquelles des mouvements pluri-centimétriques ont été observés.

Il est donc conclu que les injections d'eau ont induit des mouvements asismiques. Ceux-ci ont per-

turbé localement le champ de contrainte ce qui expliquerait bien pourquoi l'inversion des mécanismes au foyer n'a pas donné comme orientation de la direction de contrainte principale maximale horizontale la direction nord-sud déjà décrite, mais une orientation N 125° E.

Ces résultats confirment les résultats du Mayet-de-Montagne à savoir que l'inversion des seuls mécanismes au foyer peut déboucher sur des résultats biaisés du fait d'hétérogénéités locales de contrainte au voisinage des foyers de certains microséismes. Il convient donc toujours d'associer ce type de données à d'autres observations indépendantes, pour une détermination du champ de contrainte régional, afin d'éliminer les événements non représentatifs. Resterait à définir rigoureusement ce que l'on dénomme « champ de contrainte régional », mais ce point ne sera pas abordé ici.

3.2.3

De la détection des directions d'anisotropie de vitesse sismique et de leur relation avec les directions de contraintes principales régionales

Lorsqu'une onde S se propage dans un milieu anisotrope, sa vitesse de propagation dépend de la direction de polarisation de l'onde vis-à-vis des axes de symétrie du matériau. De ce fait les milieux anisotropes décomposent généralement les ondes S, donnant ainsi lieu au phénomène de biréfringence, c'est-à-dire à deux arrivées d'ondes S pour une même source.

On distingue souvent trois types d'anisotropie : 1) l'anisotropie liée à l'orientation préférentielle des minéraux;

2) l'anisotropie de stratification liée à des alternances de couches dont l'épaisseur doit rester petite devant les longueurs d'onde considérée pour satisfaire les conditions d'homogénéité;

3) l'anisotropie de fissuration liée à une orientation préférentielle des microfissures.

De nombreuses questions restent posées sur la dimension critique des discontinuités qui influencent les vitesses de propagation (Crampin et Lowell, 1991). Mais, il est souvent admis que le champ de contrainte, en influençant la géométrie des microfissures, induit une anisotropie dans le milieu. Pour une distribution aléatoire des microfissures, celles qui sont perpendiculaires à la direction de la contrainte principale maximale sont plus « fermées » que celles qui sont perpendiculaires à la direction de la contrainte principale minimale. Ainsi, les ondes S polarisées perpendiculairement à la direction de contrainte maximale doiventelles être plus rapides que les ondes polarisées perpendiculairement à la direction de la contrainte principale minimale. Ces résultats ont été bien vérifiés au laboratoire par Nur et Simmons (1969) et de nombreux travaux ont été réalisés au cours des vingt dernières années pour détecter la biréfringence des ondes S sur le terrain (voir par exemple Bouin et al., 1996; Gamar et al., 2000, pour les résultats obtenus dans le rift de Corinthe). Pour cela, il est, bien sûr, nécessaire d'enregistrer les trois composantes du signal sismique à un pas d'échantillonnage élevé afin de détecter des changements de directions de polarisation éventuels et les instants précis de ces changements de direction.

Cependant plusieurs facteurs contrôlent la polarisa-

tion des ondes S, notamment au voisinage des interfaces entre des matériaux de nature différente, et donc particulièrement au voisinage de la surface du sol, du fait des ondes réfléchies. Il est ainsi nécessaire de s'assurer que l'angle d'incidence de l'onde vis-à-vis de l'interface considéré est inférieur à une certaine valeur qui dépend des vitesses de propagation dans chacun des milieux (Crampin et Lovell, 1991). Afin de s'assurer que la polarisation observée n'est pas liée à des effets locaux, elle est étudiée pour un large domaine de longueurs d'onde, en prenant soin de satisfaire les conditions satisfaisantes d'observation (ne pas être en champ proche, c'est-à-dire considéré des distances sourcerécepteur impliquant plusieurs longueurs d'onde et ne considérer que des longueurs d'onde nettement plus grandes que la source, ne pas prendre en compte les ondes de surface et donc s'assurer que les phases détectées correspondent bien à des ondes de volume, etc.).

A Soultz, théoriquement les trois sondes accélérométriques auraient dû permettre d'étudier la biréfringence. En fait une des sondes était implantée dans les sédiments, juste au-dessus du granite, à proximité d'une faille majeure, ce qui perturbe considérablement la polarisation du signal. De ce fait seules deux des sondes étaient disponibles pour ce type d'analyse. L'attention s'est portée sur le volume dans lequel les mouvements asismiques ont été observés, soit une sphère de 100 m de rayon centrée sur le haut de la zone d'injection. Dans ce volume, un ensemble de 14 microséismes a été également vu sur le réseau de surface. Cet ensemble a été considéré pour l'analyse, ainsi que huit événements d'un multiplet, c'est-à-dire d'événements très similaires par leur contenu fréquentiel et probablement induits par la même source (Gaucher, 1998; Gaucher et al., 1998). De tels multiplets sont intéressants en ce qu'ils permettent d'observer des évolutions éventuelles des propriétés du milieu séparant la source du récepteur, notamment du fait des variations de la pression interstitielle.

Les signaux ont d'abord été intégrés en temps de façon à considérer la vitesse du mouvement et non son accélération, puis ils ont été filtrés avec des filtres passe-bande non déphasant. Les microséismes vus aussi avec le réseau de surface sont très énergétiques et ont été filtrés dans le domaine 50-950 Hz. Les événements du multiplet, beaucoup plus petits que les précédents, ont été examinés dans le domaine 50-250 Hz. Les directions de polarisation telles qu'observées au récepteur ont été ramenées à la source, pour indiquer la diversité des orientations et des distances des signaux traités. On remarque que pour la station la plus profonde (Fig. 10), la direction rapide est à peu près orientée dans la direction nord-sud (N 352° ± 10° E). Pour l'autre station, implantée au voisinage du toit du granite, la direction moyenne est plutôt nord nord-estsud sud-ouest (N 20°± 10° E). Il est à souligner que cette station est située au voisinage de l'apex d'un horst local dont l'orientation est celle du fossé rhénan, soit à peu près N 20° E. Il semble raisonnable de considérer que cet écart à la direction nord-sud observé plus profondément dans le granite est lié à cette structure géologique locale.

On conclura ici, qu'apparemment, pour ce granite, d'une part une biréfringence des ondes S est observée et que la direction rapide est apparemment cohérente avec la direction de la contrainte principale maximale dans le milieu.



granite. Les directions sont représentées à l'emplacement de la source du signal pour indiquer la diversité d'orientation des rais sismiques incidents considérés.



4

Les chapitres précédents ont permis de préciser et illustrer les méthodes permettant de déterminer le champ de contrainte sur de grands volumes. Ils montrent bien la difficulté liée à la détermination de l'ensemble de ses composantes et de leurs variations spatiales. Le cas de l'étude entreprise au voisinage de la faille philippine qui sera discuté maintenant associe des observations sur le champ de contrainte dérivées de données de microsismicité induite, selon les méthodes déjà décrites, et des mesures de déplacement par méthode GPS, ce qui permet d'aborder la question de l'étude in situ de la rhéologie de cette faille.

Contexte sismo-tectonique

La faille philippine est un grand décrochement sénestre actif, de 1 200 km de long, site de plusieurs séismes de magnitude supérieurs à 7, notamment dans l'île de Luzon où se trouve Manille (Fig. 11). Son origine, récente (moins de 5 millions d'années), provient de l'obliquité de la convergence entre la plaque philippine et le bloc de la Sonde au niveau de la fosse des Philippines (Fitch, 1972). La faille coupe l'arc volcanique situé en arrière de la subduction, dans la partie centrale de l'archipel (île de Leyte).



oblique de la plaque Philippine.

Des observations géologiques et des analyses cinématiques ont montré que la faille philippine est très active dans sa partie centrale, avec des décrochements de 2 à 2,5 cm/an (Barier et al., 1991). Des mesures par la méthode GPS, répétées pendant près de cinq ans (Duquesmoy, 1997), ont montré que la vitesse actuelle atteint 3,5 cm/an sur un segment d'au moins 50 km de long dans le Nord de l'île de Leyte.

Sur le site de Tongonnan, dans le Centre-Nord de l'île de Leyte, la faille recoupe une structure volcanique, site d'un important réservoir géothermique (températures de 300 °C rencontrées à moins de 2000 m de profondeur par endroit; la production électrique actuelle dépasse 500 Mw et devrait atteindre 800 Mw quand le champ sera entièrement développé).

Sur ce site, la faille présente trois segments parallèles (dénommés ouest, central et est) accommodant globalement un décrochement de 2,5 cm/an. Il n'est pas établi cependant si le décalage entre les vitesses observées à Tongonnan et celles mesurées plus au nord est réel ou simplement provient du fait que les mesures, au niveau de Tongonnan, n'ont pas inclus des points de référence suffisamment éloignés de la faille. Ce point soulève la difficile question d'identifier précisément sur le terrain les limites d'une zone de faille.

Sur l'île de Leyte aucun séisme notoire n'a été relevé depuis que sont disponibles des données quantitatives (1964), si ce n'est pour un séisme de magnitude 5,3 observé dans la partie centre-sud de l'île, en 1993.

4.2

Contexte observationnel : les essais hydrauliques de juin 1997

Le développement du site géothermique a nécessité de réaliser des forages pour la réinjection des saumures produites. Le réservoir étant essentiellement localisé à l'est de la branche centrale de la faille, les ingénieurs géothermiciens avaient espéré pouvoir réinjecter les saumures dans la zone comprise entre les branches ouest et centrale de la faille, suffisamment loin des forages producteurs pour éviter un refroidissement prématuré. Malheureusement, ces forages se sont révélés recoupés des formations beaucoup trop imperméables pour absorber les volumes requis, y compris les forages qui recoupaient les branches ouest et centrale de la faille vers 2 000 m de profondeur. Des essais de fracturation hydraulique classique n'ont pas permis d'améliorer de façon significative les caractéristiques d'injectivité des forages concernés.

Il a alors été décidé de tester la méthode de stimulation des fractures préexistantes décrite ci-dessus, en réalisant une injection à débit croissant par pallier (Cornet *et al.*, 1998). Cette expérience s'est déroulée dans le forage MG2RD qui recoupe la branche centrale de la faille, 1980 m sous la surface du sol. Le fluide injecté était simplement l'eau de la rivière du site (température de 25 °C). L'injection a démarré avec un débit de 10,6 l/s puis a été ensuite augmentée de 10,6 l/s tous les deux jours jusqu'à atteindre 53 l/s et une pression de 9,6 MPa en tête de forage, limite maximale tolérée par les équipements de tête de puits (Fig. 12). Un volume total de 36 000 m³ a ainsi été injecté en 12 jours.

Les diagraphies thermiques et débitmétriques ne pouvaient atteindre les zones recoupées par le forage en dessous de son intersection avec la faille, étant donné la diminution de diamètre locale induite par les mouvements de la faille depuis la réalisation du forage en 1993. Ces diagraphies montrent cependant que la quasi-totalité de l'eau a été injectée en dessous de la zone de mesure, c'est-à-dire soit dans la faille, soit plus profondément que son intersection avec le forage.

Activité microsismique et champ de contrainte

4.3

Afin d'obtenir des informations sur les effets de la stimulation hydraulique, un suivi microsismique a été



assuré. Il s'agissait d'obtenir d'abord un état des lieux avant l'injection, puis d'assurer le suivi de la microsismicité induite pendant et après ces essais.

Le réseau d'observation microsismique a varié dans le temps. De février 1996 à fin juillet 1997, un réseau télémétré, comprenant 7 stations à composante verticale seule, a été déployé. Par ailleurs, un réseau complémentaire télémétré comprenant 7 stations à une composante ainsi qu'un ensemble de 4 stations à 3 composantes ont été déployés en octobre-novembre 1996 et en juin-juillet 1997. La géométrie du réseau avait été adaptée pour suivre la microsismicité associée d'une part aux segments de faille, d'autre part aux opérations d'injection. Toutes les stations étaient simplement posées à la surface du sol. Les réseaux étaient asservis entre eux de sorte que tout événement enregistré sur l'un déclenchait l'enregistrement sur l'autre, assurant ainsi un enregistrement sur au moins 14 stations. Les quatre stations 3-composantes étaient opérées indépendamment, mais avec la même base de temps.

Les données obtenues montrent clairement que les injections réalisées en juin 1997 ont effectivement induit une activité sismique notable (Fig. 13).

Elles montrent également que l'activité microsismique dans le champ géothermique est continuelle du fait de l'exploitation. Très peu d'événements ont été localisés sur la faille au cours des 18 mois de surveillance, une très grande majorité se trouvant à l'est de la faille centrale et à moins de 5 km de profondeur.

La totalité des événements associés à l'injection dans MG2RD se trouve à l'intérieur du réservoir, en dessous du point d'injection. Aucun événement n'a été observé sur la faille, près de son intersection avec le forage. On est ainsi tenté de conclure que la faille est en fait complètement étanche : si elle avait été le site d'une certaine percolation, la pression interstitielle au voisinage de la faille aurait été perturbée et des événements seraient intervenus, à la manière de ce qui a été observé près du forage dans le réservoir. Ceci montre par ailleurs que les mouvements observés par GPS sur la faille sont essentiellement asismiques. A signaler que le suivi par GPS pendant les essais n'a permis de détecter aucun déplacement. Mais il est vrai que la résolution (5 et 7 mm pour les coordonnées horizontales, 15 mm pour les coordonnées verticales) n'était pas très élevée. Un effort a été entrepris pour essayer de déter-



d'injection MG2RD est le forage incliné qui recoupe la faille centrale. Les événements observés après les essais sont induits par des injections dans des forages voisins.

miner le champ de contrainte au voisinage de la faille à partir de la sismicité induite. Deux types de données sont disponibles : les polarisations des ondes S vues sur les quatre stations 3-composantes et les mécanismes au foyer (interprétés en double couple).

4.3.1

Résultats de la biréfringence

Les études de biréfringence ont été menées pour les quatre stations 3-composantes (Prioul, 2000). La présence d'une couche à faible vitesse en surface assure que la plupart des rais sismiques arrivent quasi verticalement aux points d'observation, ce qui autorise un large domaine de localisation possible pour les événements qui peuvent être considérés.

Tous les événements qui présentaient une arrivée de phase S bien impulsive ont été pris en compte, à l'exclusion des signaux dits « émergents », c'est-à-dire pour lesquels la première arrivée de l'onde S ne sort du bruit sismique que très progressivement. Les stations ayant été désinstallées entre les deux périodes d'acquisition (octobre-novembre 1996 et juin-juillet 1997), les données ont été regroupées par période d'observation, l'orientation des capteurs n'étant pas les mêmes pour chacune des périodes. Étant donné le caractère impulsif des signaux considérés, il n'a pas été nécessaire de les filtrer.

Les résultats sont présentés dans le tableau II et sur la figure 14. On y remarque une grande stabilité des résultats. Les trois stations situées à l'est de la faille centrale (G1, G2, G4) donnent des résultats très comparables tandis que la station 3, implantée à l'intersection entre les branches centrales et ouest donne une direction rapide dans une direction quasiment perpendiculaire aux trois autres. Les matériaux impliqués sont pratiquement les mêmes pour toutes les stations mais la station 3 est installée dans une zone d'extension orientée parallèlement aux failles, d'après les observations microtectoniques locales (*pull apart* observé dans cette zone de relais).

Il apparaît ainsi que les directions rapides observées sont liées à la structuration des fractures et microfissures, en liaison avec la présence des failles et non à la structuration minéralogique du matériau. Reste à déterminer si ces directions privilégiées sont induites par le champ de contrainte régional ou par une structuration de la fracturation associée au développement de la faille philippine.

4.3.2

Analyse des mécanismes au foyer

Durant les deux périodes d'observation, octobrenovembre 1996 et juin-juillet 1997, 18 stations étaient déployées, permettant ainsi de bien contraindre les mécanismes au foyer des événements microsismiques Il s'est avéré que, durant la période octobre-novembre 1996, des essais de production avec réinjection des saumures produites avaient eu lieu à notre insu. La ques-

TABLEAU II	Biréfringence des ondes S ; orientation (origine au nord, rotations positives vers l'est) des directions de polarisation pour les vitesses les plus rapides. Les stations G1, G2 et G4 sont à l'est de la faille centrale tandis que G3 est à l'intersection des branches centrale et ouest.					
		G1	G2	G3	G4	

octnov. 1996	octnov. 1996 juin-juil. 1997	$\begin{array}{c} 156^{\circ} \pm 7.7 \\ 145^{\circ} \pm 9.5 \end{array}$	143° ± 12,5 151° ± 9,5	74° ± 9,3 57° ± 11,8	149° ± 9,7 139° ± 8,7
--------------	---------------------------------	---	---------------------------	-------------------------	--------------------------



de la direction de polarisation rapide observées sur les quatre stations à 3 composantes pour la période juin-juillet 1997. Les stations G1 et G2 sont au nordest, la station G4 au sud-est et la station G3 à l'intersection des failles centrale et ouest.

tion s'était posée de l'origine d'un essaim microsismique bien localisé durant cette première période et que nous avons donc pu associer *a posteriori* à des essais de production.

Ainsi pour les deux périodes un nombre suffisant de mécanismes au foyer a pu être déterminé dans un volume relativement restreint, apte à satisfaire l'hypothèse d'homogénéité du champ de contrainte (23 pour la première période, 32 pour la deuxième période). Il s'avère, de plus, que l'essaim de la première période se trouve au voisinage des stations 3-composantes G1 et G2, ce qui permet de comparer directement les résultats des mécanismes au foyer à ceux de la biréfringence. L'essaim de la deuxième période est, lui, localisé au voisinage du forage MG2RD. Ces données montrent une grande diversité d'orientation des plans nodaux, indiquant ainsi que le champ de fracturation naturelle n'est pas simplement structuré autour d'une seule direction. Ceci suggère que les directions d'anisotropie sont plutôt contrôlées par l'effet des contraintes sur le champ de miocrofissures que par une orientation privilégiée des failles et fractures.

L'inversion a été effectuée en considérant un modèle à 4 paramètres (tenseur <u>T</u> de l'équation (3)). Dans l'équation (2) supposée représenter les variations de contrainte dans un petit volume, on remarque que, lorsque les variations latérales de contrainte sont négligeables ($\underline{\alpha}_1 = \underline{\alpha}_2 = \underline{0}$) et que le terme constant devient négligeable devant le gradient vertical (c'est-à-dire pour des profondeurs supérieures à 2 000 m si le terme constant ne fait que refléter les effets associés à la proximité de la surface du sol et que le matériau est homogène dans l'ensemble du volume considéré), alors le facteur de forme R déterminé caractérise le gradient de contrainte vertical. Dans de telles conditions, la méthode d'inversion reste valable pour des volumes d'extension verticale quelconque.



Il nous est alors apparu que, comme pour le site de Soultz, il était très probable que des glissements asismiques étaient intervenus, perturbant ainsi localement



FIG. 15 Directions principales de la contrainte régionale déterminées à partir des mécanismes au foyer observés en septembre-octobre 1996. La solution concerne le domaine à 90 % de confiance.

le champ de contrainte et donc invalidant l'hypothèse 2 requise par l'inversion des mécanismes au foyer. Si un glissement intervient au voisinage d'un événement, le champ de contrainte observé n'est pas le champ de contrainte original et l'événement correspondant ne peut être inclus dans l'inversion. Ainsi, en négligeant les perturbations de contrainte associées à chaque événement on peut être amené à biaiser la détermination du tenseur de contrainte original.

Supposant que ces mouvements asismiques avaient été accompagnés de petits événements locaux, la collection de données disponibles a été redéfinie en ne retenant que des événements indépendants entre eux. Nous avons repris l'ensemble des données disponibles depuis le début de la mise en place du premier réseau d'observation (février 1996) et avons associé à chaque événement une sphère d'exclusion dont le rayon était égal au rayon de la source, évalué en fonction de la magnitude de l'événement suivant les relations empiriques de Pearson (1982) déjà mentionnées.

La collection de données disponible s'est ainsi trouvée réduite à 14 événements garantis indépendants les uns des autres.

Le résultat de l'inversion (Fig. 17) de ces données est maintenant cohérent avec les données de biréfringence





ce qui amène à conclure que la faille est perpendiculaire à la direction de contrainte principale minimale. La contrainte maximale est trouvée être la contrainte verticale. A plus grande échelle, les données GPS confirment, effectivement, des mouvements d'extension dans la direction perpendiculaire à la faille.

Ce résultat montre ainsi que cette faille, qui flue à la vitesse d'au moins 2,5 cm/an, ne supporte aucune composante de cisaillement, ce qui est cohérent avec l'absence d'événement microsismique induit sur la faille lors de l'injection d'eau. Ceci suppose donc un frottement quasi nul, ce qui ne manque pas de poser un certain nombre de questions, notamment sur la rhéologie du matériau de remplissage de la faille.

Ces résultats démontrent la nécessité de pouvoir disposer d'observations à long terme dans les zones de faille, tant du déplacement que du champ de contrainte et du champ de pression interstitielle.

Observations *in situ* et prévention des risques sismiques

5.1

5

Observation *in situ* des processus associés à la déformation crustale, sismique et asismique

Depuis les premiers modèles de simple dislocation proposés pour les sources sismiques (rappelés en 3.2.2), la compréhension des tremblements de terre a beaucoup progressé grâce à un travail conjoint de spécialistes provenant de quasiment toutes les disciplines des sciences de la Terre (sismologie, géomécanique, géodésie, tectonique, mais aussi géochimie, géomagnétisme, hydrogéologie, etc.). Actuellement, de véritables tomographies des ruptures sismiques, réalisées par inversion des sismogrammes de champ proche, décrivent, seconde après seconde, la propagation de la rupture sur la faille lors des grands séismes. A l'autre bout du spectre temporel, les analyses morphotectoniques et les datations sur le terrain révèlent le comportement à long terme d'une faille ou d'un système de faille. Elles décrivent notamment comment les failles intègrent les nombreuses ruptures sismiques dont elles sont le site. Pour des échelles de temps intermédiaires de quelques journées à quelques années, la géodésie par méthode GPS, couplée aux résultats spectaculaires de l'interférométrie SAR, permet de résoudre à l'échelle de plusieurs centaines de kilomètres les déformations intersismiques.

Ces résultats, associés à l'observation de la réponse d'aquifères superficiels à diverses sollicitations sismiques, ont fait prendre conscience de l'importance des interactions fluides-solides. Mais on manque encore de données de terrain, en particulier pour les parties profondes des failles au voisinage de la zone sismogène. De plus, la complexité des phénomènes de couplage hydromécanique reste encore à être démêlée. De même, se fait cruellement sentir le manque de modèle théorique satisfaisant permettant d'expliquer les processus menant aux ruptures instables que sont les séismes.

Une vague d'instrumentation géophysique dense de terrain est ainsi portée par la nécessité de préciser la mécanique crustale sous tous ses aspects, qu'elle concerne les séismes ou les autres processus de déformation plus ou moins lents.

Il s'agit aussi de préciser l'influence des conditions de site sur l'amplification des mouvements sismiques ou encore de documenter les conditions requises pour la liquéfaction des sols, en particulier pour les applications à la prévention du risque sismique. En effet, un séisme peut provoquer des dégâts très inégaux sur des sites pourtant proches. Un des enseignements majeurs des séismes survenus ces quinze dernières années (Mexico, 1985; Loma Prieta, 1989; Northridge, 1994; Kobe, 1995) est ainsi l'influence des caractéristiques géologiques locales qui peuvent conduire à une altération importante du signal sismique dans le domaine fréquentiel et spectral, désignée sous le nom d'effet de site. De manière générale, la présence d'une couche à faible résistance mécanique se traduit par une amplification de l'amplitude et de la durée du signal sismigue. Par ailleurs, pour un sol de type sableux saturé en eau, les vibrations créées par un séisme peuvent conduire à la liquéfaction du sol : le milieu sableux passe d'un état solide à un état liquide sous l'effet de l'augmentation de la pression interstitielle. Les dégâts peuvent alors être nombreux. Les catastrophes de Niigata (Japon, 1964) et de Valdez (1964) où un village entier a été enseveli à la suite d'un phénomène de liquéfaction, ont particulièrement sensibilisé les mécaniciens des sols et ont été à l'origine d'études de laboratoire nombreuses. A ce jour cependant, très rares restent les observations, in situ, de variation du mouvement sismique et/ou de pression de fluide à différentes profondeurs dans un sol liquéfié.

La compréhension des effets d'un séisme sur les caractéristiques hydromécaniques d'une faille ou d'un massif rocheux est par ailleurs importante pour mieux évaluer la sûreté d'un site de stockage en milieu profond. L'effet principal à considérer concerne la perte éventuelle d'efficacité du confinement apporté par la barrière géologique du fait des variations des caractéristiques hydrauliques du réseau de fracture et des possibilités de perturbation des circulations de fluides dans le massif.

5.2

Des interactions fluides-failles actives

La présence et la circulation de l'eau dans les zones de failles, bien qu'observées depuis longtemps, restent très mal connues et la compréhension de son rôle hydromécanique et chimique dans les processus de fluage et de rupture sismique est encore très incomplète. S'il existe en effet des modèles numériques et théoriques pour interpréter les couplages poroélastiques coséismiques, il n'y a pour l'instant que des observations indirectes, mal comprises, qui pourraient être liées au processus de rupture dynamique : angles de frottement très faibles de certaines failles, fluages épisodiques des failles et séismes silencieux, propagation de pulses de ruptures étroits sur les failles lors des ruptures sismiques, séismes déclenchés par d'autres à grandes distances, essaims de microséismes, phénomènes précurseurs de certains séismes (variations du niveau ou de la pression des aquifères, de la géochimie des eaux, phénomènes électromagnétiques, etc.).

L'accès à des mesures *in situ*, au cœur des failles actives, à des profondeurs sismogènes, est donc une étape incontournable pour répondre à ces questions fondamentales sur la mécanique crustale et la génération des séismes. Il s'agit non seulement de caractériser la zone de faille et ses propriétés par des logs et des carottages, mais aussi d'y établir des mesures continues multiparamètres de pression de pore, de déformation, de géochimie, et de microsismicité.

Dans ou en dehors des zones d'activité sismique, l'évaluation du risque d'instabilité mécanique des pentes continentales, importante pour les implantations pétrolières en offshore profond, est également confrontée à la détermination du rôle joué par les fluides dans le déclenchement de glissements. Les mécanismes qui génèrent les augmentations et dissipations de la pression des fluides le long des failles, les amplitudes même de ces variations de pression, et les réductions de la contrainte normale effective et du frottement qui en résultent restent mal observés et évalués.

Dans le domaine de l'ingénierie des réservoirs pétroliers, la connaissance de la circulation des fluides dans des roches fracturées et faillées tient aussi un rôle important. La production se fait souvent dans des réservoirs dits fracturés, c'est-à-dire que la plus grande partie des hydrocarbures migre non dans la matrice poreuse mais dans les fractures. La compréhension du comportement hydraulique des grands accidents est donc un enjeu de taille. Une faille imperméable peut compartimenter un réservoir, et donc rendre la production du champ difficile, mais aussi empêcher la venue latérale d'eau et donc améliorer la récupération. Les changements des propriétés hydrauliques d'une faille en fonction du champ de pression, qui pour les pétroliers varient plus souvent en fonction de la production et donc de la déplétion des champs que de la sismicité, peuvent avoir des conséquences critiques.

5.3

De l'observation sous-marine de circulations de fluides dans des failles actives

Depuis une dizaine d'années, les géologues marins ont rassemblé de nombreuses observations qui indiquent que les circulations de fluides qui prennent place dans les failles actives des zones de subduction sont un phénomène scientifique de premier ordre (*e.g.* Suess *et al.*, 1998). La présence de croûtes carbonatées et d'oasis de vie sur le fond marin, de panaches enrichis en méthane dans la colonne d'eau et des mesures directes des flux des fluides expulsés à la surface des sédiments, qui peuvent atteindre des valeurs de plusieurs centaines de litres par m² et par jour, sont des observations aujourd'hui bien connues pour plusieurs marges de subduction (Cascadia, Oregon, Costa Rica, Pérou, Barbade, Aléoutiennes, Japon, Méditerranée...).

Les récentes observations de zones de suintements froids sur la marge de Norvège (*e.g.* McNeill *et al.*, 1998), tout comme celles précédemment décrites par exemple pour la pente du Golfe du Mexique (*e.g.* Bouma et Roberts, 1990), indiquent que les phénomènes d'expulsion de fluides ne sont pas limités aux seules marges de subduction mais affectent aussi les marges d'extension, dans un contexte de déformation tectonique crustale ou intra-sédimentaire active. Une caractéristique principale de ces sorties de fluides en fond de mer semble être leur nature évolutive dans le temps, avec des variations considérables des vitesses et des flux, qui sont observées sur des périodes de temps aussi courtes que quelques jours, voire quelques heures (Foucher *et al.*, 1992; Tryon *et al.*, 1999).

La mise en place réussie, par une équipe francoaméricaine, d'une station d'observation longue durée (sur une période de 18 mois) de la température et de la pression de fluide, dans deux puits ODP forés au front du prisme de la Barbade, a fourni les premières mesures directes de la surpression des fluides dans la faille de décollement d'un prisme d'accrétion, à près de 500 m sous le fond de la mer (Becker *et al.*, 1997; Foucher *et al.*, 1997). Les valeurs de surpressions mesurées sont modérées, 0,9 à 1,0 MPa dans le puits 949, 2,1 MPa dans le puits 948, soit 1/3 à 1/2 fois les valeurs des surpressions maximales prédites pour un régime de pressions lithostatiques.

Ces résultats démontrent tout l'intérêt qu'il y a à disposer, sur de longues durées, d'observations de pression et de température en forages recoupant des failles actives. Ils montrent la nécessité que soient développés des sites d'observation continue sur de nombreuses années. Tel est l'un des objectifs du laboratoire géomécanique *in situ* du Rift de Corinthe actuellement en cours de développement (http://www.corinth-rift-lab.org).

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier ici Jean Sulem, du CERMES, qui est à l'origine de cet article. Je remercie également P. Bernard, I. Moretti, F. Cotton et J.-P. Foucher, qui à un moment ou à un autre, m'ont aidé à préparer le programme d'études en forage dans le rift de Corinthe et à qui j'ai emprunté certains des éléments de la dernière partie de cet article.

Bibliographie

- Baria R., Garnish J., Baumgartner J., Gerard A., Jung R. – «Recent developments in the European HDR research programme at Soultz-sous-Forêts (France) ». Proc. World Geothermal Congress, Florence, Italy, vol. 4, 1995, p. 2631-2637.
- Barier E., Huchon P., Aurelio M. « Philippine fault: a key to Philippine kinematics ». Geology, vol. 19, 1991, p. 32-35.
- Becker K., Fisher A.T., Davis E.E. «The CORK experiment in Hole 949C: longterm observations of pressure and temperature in the Barbados accretionary prism ». In Shipley T.H., Ogawa T.H., Blum P., Bahr J.M., eds. J. Proc. ODP, Sci. Results, 156: College Station, TX (Ocean Drilling Program), 1997, p. 247-252.
- Bouin M.P., Tellez J., Bernard P. «Seismic anisotropy around the Gulf of Corinth, Greece, deduced from threecomponent seismograms of local earthquakes and its relationship with crustal strain ». J. Geophys. Res., 101, 1996, p. 5797-5811.
- Bouma A.H., Roberts H.H. «Northern Gulf of Mexico continental slope». *Geo-Marine Letters*, 10, 1990, p. 177-181.
- Brudy M., Zoback M. «Drilling induced tensile wall fractures. Implications for determination of *in situ* stress orientation and magnitude ». *Int. Jour. Rock Mech. Min. Sc.*, vol. 36, n° 2, 2000, p. 191-216.
- Burridge R., Knopoff L. « Body force equivalents for seismic dislocations ». Bull. Seism. Soc. Am., vol. 54, 1964, p. 1875-1888.
- Cornet F.H. « Experimental investigation of forced fluid flow through a granitic rock mass ». Proceedings of the fourth European Geothermal update (Lou-

wrier et al., eds), Kluwer Academic Pub., Dordrecht, 1989, p. 189-204.

- Cornet F.H., Valette B. «In situ Stress Determination from Hydraulic Injection Test Data ». Jour. Geoph. Res.; vol. 89, n° B13, 1984, p. 11527-11537.
- Cornet F.H., Jones R. «Field Evidence on the orientation of forced water flow with respect to the regional principal stress directions; panel discussion ». In Nelson and Laubach, ed. Rock Mechanics – Models and Measurements, Balkema, Rotterdam, 1994, p. 61-71.
- Cornet F.H., Yin J. « Analysis of induced seismicity for stress field determination and pore pressure mapping ». PAGEOPH, vol. 145, n° 3/4, 1995, p. 677-700.
- Cornet F.H., Helm J., Poitrenaud H., Etchecopar A. – «Seismic and Aseismic Slips Induced by Large Scale Fluid Injections ». *PAGEOPH*, vol. 150, n° 3/4, 1997, p. 563-583.
- Cornet F.H., Prioul R., Dorbath L., Dorbath C., Herras E.B., Saw V.S., Seastres J.S., Ogena M.S. – «An experiment of massive hydraulic stimulation in the geothermal field of Tongonnan ». Proceedings of the 19th Annual Geothermal Conf., Manilla Philippines (PNOC-EDC publication), 1998.
- Crampin S., Lowell J. « A decade of shear wave splitting in the Earth crust: whatdoes it mean? what can we make of it? and what to do next? ». *Geophys. Jour. Int.*, vol. 107, 1991, p. 387-407. Duquesnoy T., Barrier E., Kasser M., Aure-
- Duquesnoy T., Barrier E., Kasser M., Aurelio M., Gaulon R., Punongbayan R., Rangin C. and the french-Philippine Cooperation team – « Detection of creep along the Philippines fault: first results of geodetic measurements on Leyte Island, Central Philippines ». Geophys. Res. Let., vol. 21, 1994, p. 975-978.

- Foucher J.P., Henry P., Harmegnies F. «Long-term observations of pressure and temperature in Hole 948D, Barbados accretionary prism». In Shipley T.H., Ogawa T.H., Blum P., Bahr, J.M., eds., J. Proc. ODP, Sci. Results, vol. 156: College Station, TX (Ocean Drilling Program), 1997, p. 239-245.
- Foucher J.P., Henry P., Le Pichon X., Kobayashi K. – « Time-variations of fluid expulsion velocities at the toe of the eastern Nankai accretionary complex ». Earth and Planetary Science Letters, 109, 1992, p. 373-382.
 Gamar F., Bernard P., Pham V.N., Boyer
- Gamar F., Bernard P., Pham V.N., Boyer D., Papadimitriou P., Chouliaras G., Charrier A. – « Spatial and temporal variation of seismic and electric anisotropy and its relationship with crustal strain in the Psaromita Peninsula, Gulf of Corinth, Greece ». Submitted to J. Geophys. Res., 2000.
- Gaucher É. Comportement hydromécanique d'un massif fracturé : apport de la microsismicité induite – Application au site géothermique du Soultz-sous-Forêts. Thèse de doctorat de l'université Paris VII, 1998, 245 p.
- Gaucher E., Cornet F.H., Bernard P. «Induced seismicity for structure identification and stress field determination ». SPE paper 47 324; Eurock 98, Proc., vol. 1, Soc. Petr. Eng. publ., Richardson, Texas, 1998, p. 545-554.
- Gephart J.W., Forsyth D.W. « An improved method for determining the regional stress tensor using earthquake focal mechanism data: application to San Fernando Earthquake sequence ». J. Geophys. Res., vol. 89, nº B11, 1984, p. 9305-9320.
- Gérard A., Baumgartner J., Baria R. « An attempt towards a conceptual Model derived from 1993-1996 Hydraulic ope-

rations at Soultz». Proceedings of Nedo International Symposium, vol. 2., 1997, p. 329-341.

- Helm J. The natural seismic hazard and induced seismicity of the European Hot Dry Rock Geothermal Energy Project at Soultz-sous-Forêts. Thèse de doctorat, École et Observatoire de Physique du Globe de Strasbourg, 1996, 197 p.
- Jones R.H., Beauce A., Jupe A., Fabriol H., Dyer B.C. – «Imaging induced microseismicity during the 1993 injection tests at Soultz-sous-Forêts, France». Proceedings of World Geothermal Congress, Florence, Italy, vol. 4, 1995, p. 2665-2669.
- Julien P., Cornet F.H. «Stress Determination from Aftershocks of the CaMPania-Lucania Earthquake of November 23, 1980 ». Ann. Geoph., vol. 5b, n° 3, 1987, p. 289-300.
- Kanamori H., Anderson D.L. «Theoretical Basis for some Empirical Relations in Seismology ». Bull. Seismol. Soc. Am.; vol. 65, n° 5, 1975, p. 1075-1095.
- Lachenbruch A.H., Sass J.H. «Heat flow from Cajon Pass, Fault Strength, and Tectonic Implications». Jour. Geophys. Res., vol. 97, n° B4, 1992, p. 4995-5016.
- Majer E.L., McEvilly T.V. «Seismological Investigation at the Geysers geothermal Field». Science, vol. 274, 1979, p. 82-85.
- McGarr A. «Analysis of States of Stress Between Provinces of Constant Stress ». Jour. Geophys. Res., vol. 87, n°B11, 1982, p. 9279-9288.
- McNeill A.E., Salisbury R.S.K., Ostmo S.R, Lien R., Evans D. – « A regional shal-

low stratigraphic framework off Mid Norway and observations of deep water special features ». 1998 Offshore Technology Conference abstract volume, 1998, p. 97-109.

- Michael A.J. «Stress rotation during the Coalinga aftershock sequence». Jour. Geophys. Res., vol. 92, n° B8, 1987, p. 7963-7979.
- Mosnier J. « Détection électrique des fractures naturelles ou artificielles dans un forage ». Ann. Geophys., vol. 38, 1982, p. 537-540.
- Nur A., Simmons G. « Stress induced velocity anisotropy, an experimental study ». Jour. Geophys. Res, vol. 74, 1969, p. 6667.Pearson C. – « Parameters and a Magni-
- Pearson C. « Parameters and a Magnitude Moment relationship from small Earthquakes Observed during Hydraulic Fracturing Experiments in Crystalline Rocks ». *Geophys. Res. Let.*, vol. 9, n° 4, 1982, p. 404-407.
- Prioul R. Apport de la sismicité induite à l'étude du comportment mécanique d'un grand décrochement actif : la faille philippine. Thèse de doctorat de l'IP-P, 2000, 275 p.
- Provost A.S., Houston H. « Orientation of the stress field surrounding the creeping section of the San Andreas Fault: evidence for a narrow mechanically weak fault ». Jour. Geophys. Res., vol. 106, n° B6, 2001, p. 11373-11386.
- Shapiro S.A., Audigane A., Royer J.J. «Large scale in situ permeability tensors of rocks from induced microseismicity». Geophys. Jour. Int., vol. 137, 1999, p. 207-213.

- Shapiro S.A., Audigane A., Royer J.J. «Reply to comment by F.H. Cornt on "Large scale in situ premeability tensor of rocks from induced seismicity" ». Geophys. Jour. Int., vol. 140, 2000, p. 470-473.
- Suess E., Bohrmann G., von Huene R., Linke P., Wallmann K., Lammers S., H. Sahling – «Fluid venting in the eastern Aleutian subduction zone». Jour. Geoph. Res. vol. 103, n° B2, 1998, p. 2597-2614.
- Talebi S., Cornet F.H. « Analysis of the Microseismicity Induced by a Fluid Injection in a Granitic Rock Mass ». Geophys. Res. Let., vol. 14, n° 3, 1987, p. 227-230.
- Tryon M.T., Brown K.M., Torres M.E., Trehu A.M., McManus J., Collier R.W. – «Measurements of transience and downward fluid flow near episodic methane gas vents, Hydrate Ridge, Cascadia ». Geology, vol. 27, n° 12, 1999, p. 1075-1078.
- Vasseur G., Etchecopar A., Philip H. « Stress state inferred from multiple focal mechanisms ». Ann. Geophys., 1, 1983, p. 291-297.
- Yin J., Cornet F.H. « Integrated stress determination by joint inversion of hydraulic tests and focal mechanisms ». *Geophys. Res. Let.*, vol. 21, n° 24, 1994, p. 2645-2648.
- Zoback M.D., Healy J.H. «In situ Stress Measurements to 3.5 km Depth in the Cajon Pass Scientific Research Borehole : Implication for the Mechanics of Crustal Faulting ». Jour. Geophys. Res., vol. 97, n° B4, 1992, p. 5039-5058.

A propos du fauchage ou basculement des têtes de couches

P. HABIB ET P. DUFFAUT

Note technique

Lorsque la stratification ou la schistosité est parallèle au versant et très redressée, on observe souvent sur une pente naturelle que le haut des couches est déversé vers l'aval (Fig. 1a). La déformation correspondante peut affecter des profondeurs diverses. Mais comme les diversités des constitutions minéralogiques ou géomécaniques des massifs sont très grandes il est assez probable que des mécanismes différents peuvent engendrer des effets analogues sur des massifs différents. Depuis le fluage du sol (Fig. 1b) jusqu'à l'effondrement des livres sur une étagère (Fig. 1c) en passant par les basculements des têtes de couches observés par les géologues il est bien clair que les bases physiques de ces phénomènes doivent correspondre à des comportements mécaniques qui ne sont pas comparables.

Pour que puisse se produire, la « poussée au vide », le « fauchage », le « basculement », en anglais le *toppling*, puisque ces dénominations ont été utilisées pour décrire ces phénomènes, il faut cependant que différents facteurs géométriques communs existent au préalable.

Il faut d'abord que l'érosion ait créé une pente suffisante. Il faut ensuite une stratification verticale ou subverticale, éventuellement avec un léger surplomb vers l'aval. Il faut, enfin, qu'au pied de la pente il y ait eu, à un moment donné, suffisamment de place pour que les matériaux situés immédiatement à l'amont puissent venir s'y loger créant ainsi une nouvelle liberté de mouvement qui permet à un phénomène régressif de se développer. C'est par exemple ce qui se produit souvent dans le cas du façonnage du lit glaciaire en U au sein d'une vallée en V. Le pied de la pente est coupé et produit une rupture de pente. Il y a un degré de liberté vers le vide que la pesanteur va exploiter.

Le terme « poussée au vide », utilisé parfois pour expliquer cette transformation est, certes, très imagé mais il n'explique rien même s'il sous-entend bien l'existence d'un vide préalable. Le moteur du mouvement est fondamentalement la pesanteur, que ce soit le poids des strates et leur déséquilibre ou la pression de l'eau dans les fissures entre les strates (ou la pression de courant s'il existe des différences de perméabilité entre des couches adjacentes). Mais en montagne la dilatation de l'eau interstitielle provoquée par le gel est aussi un moteur capable de développer des efforts considérables et même si les déplacements sont petits, la répétition saisonnière suffit pour bousculer progressivement toute la structure.

La description d'un mode possible de mouvement présentée ici ne semble pas avoir été signalée jusqu'à présent. Ce mouvement a besoin lui aussi des mécanismes géométriques ou hydrauliques, cités ci-dessus. Examinons donc le mouvement des strates verticales de la figure 2. Une fois basculé, l'empilement de strates garde la même épaisseur. On peut le



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

> REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 109 1º trimestre 900



voir sur des modèles géomécaniques par éléments discrets comme celui de la figure 3. Et c'est la grande différence par rapport aux livres sur un rayon de bibliothèque de la figure 1c où les intervalles à leurs pieds sont d'autant plus grands que les livres sont couchés. Sur la figure 2, on présente la rotation de trois éléments de strate. On peut admettre en première approximation que la ligne des points d'articulation est parallèle à la ligne de pente du talus d'inclinaison β . Le début du mouvement provoque un desserrement des couches qui est maximal lorsque les éléments sont perpendiculaires à la ligne de pente (c'est-à-dire lorsqu'ils ont tourné d'un angle β).

Si e est l'épaisseur constante des strates, l'intervalle entre elle

est: e $\frac{1 - \cos \beta}{\cos \beta}$. Si la rotation continue les couches se resser-

rent et après une nouvelle rotation de β , elles reviennent au contact et elles ne peuvent plus aller plus loin (Fig. 2). S'il y a de l'altération entre les couches et un peu de compressibilité la rotation maximale peut être un peu supérieure à 2β . Si l'intervalle entre les couches a été un peu rempli par des débris au cours du passage au voisinage à la normale à la pente, la rotation maximale peut être inférieure à 2β . Ultérieurement le phénomène peut se reproduire à un niveau plus profond et donner le mécanisme de la figure 4 où les morceaux de la première couche doivent glisser les uns sur les autres et donnent un dessin en crochets, typique des observations de Lugeon et Oulianoff (1922) ou de Bordet (1959). Lorsque les couches sont minces elles sont plus fragiles ou plus flexibles et elles peuvent donner une allure plus continue que celle qui est dessinée ici.



Bibliographie

 Alfonsi P., Durville J.L., Rachez X. – «Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches». Bulletin des LPC, n° 214, 1998, p.36.
 Bordet C. – « Les modes de circulations de l'eau dans les massifs cristallins ».

Congrès et colloques de l'Université de Liège, vol. 14, 1959, p. 65.

- Hoek E., Bray J.W. « Rock Slope Engineering ». The Institution of Mining and Metallurgy, 1981.
- Goodman R., Bray J.W. « Toppling of Rock Slopes ». Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes, Boulder, ASCE, vol. 2, 1976.

Lugeon M., Oulianoff N. - « Sur le balan-

cement superficiel des couches ». Bull. Soc. vaudoise des sciences naturelles, vol. 54, n° 206, 1922.

Merrien-Soukatchoff V., Quenot X., Gugliemi Y. – « Modélisation par éléments distincts du phénomène de fauchage gravitaire ». Revue française de géotechnique, n° 95-96, 2001, p. 137.
Couplage entre propriétés microscopiques et comportement mécanique d'un matériau argileux

XAVIER GUILLOT

Thèse de doctorat de l'École centrale Paris soutenue le 7 janvier 2002, sous la direction de J.-M. Fleureau et M. Al Mukhtar

L'étude du couplage entre les propriétés microscopiques et macroscopique a été abordée à travers l'étude du comportement de l'argile FoCa sur chemin œdométrique et isotrope, dans une très large gamme de contraintes hydromécaniques (succions et contraintes de quelques kPa à plusieurs centaines de MPa). De nombreuses techniques d'investigations microscopiques ont été utilisées simultanément : porosimétrie au mercure, diffraction des rayons X, adsorption de gaz, analyse thermogravimétrique. Une partie de ce travail a également consisté à estimer la qualité des résultats fournis par ces méthodes en fonction des contraintes hydromécaniques subies par le matériau. La porosité est restée au cœur de cette étude car elle nous paraît être un des paramètres les plus fiables et les plus

prometteurs dans la connaissance du matériau dont la texture est intrinsèquement très complexe. Cette démarche s'inscrit dans le sens inhabituel du micro vers le macro.

Les principaux points qui ont été soulevés rentrent dans le cadre du couplage micromacro. Il s'agit du choix des échelles pertinentes, de l'importance de toutes les échelles, du saturé au non saturé, de l'identification des paramètres importants (surfaces, état de l'eau...), de la façon d'appliquer les contraintes (d'abord la succion ou la contrainte), de l'effet respectif des succions et des contraintes, des problèmes expérimentaux ou encore du problème de la référence de la masse sèche. Les phénomènes les plus difficiles à cerner semblent se situer au niveau du passage microméso.

Transfert par infiltration de l'eau et du soluté dans les sols non saturés : utilisation de la méthode TDR (*Time Domain Reflectometry*)

LAOUNI GAIDI

Laboratoire URGC – Géotechnique de l'INSA de Lyon, 34, avenue des Arts – Bât. J.C.A.-Coulomb 69100 Villeurbanne (laouni.gaidi@insa-lyon.fr)

> Thèse soutenue le 16 janvier 2002, sous la direction de I. Alimi-Ichola INSA de Lyon, Laboratoire de l'URGC-Géotechnique (ibrahim.alimi-ichola@insa-lyon.fr)

Le travail vise une meilleure connaissance du transfert simultané de l'eau et du soluté pour un meilleur dimensionnement des dispositifs d'étanchéité. Pour suivre ce transfert en temps réel et en continu, nous avons utilisé les sondes TDR. Le dispositif expérimental mis au point nous a permis la mesure des profils hydriques et de conductivité électrique au cours de l'infiltration. Ces profils sont nécessaires pour évaluer le taux d'infiltration, le flux d'eau dans le sol, les taux de transfert des polluants, et pour évaluer le potentiel de fuite d'une barrière étanche.

Nous avons effectué une série d'essais d'infiltration dans des colonnes sur: un sable argileux, une argile (du Gault), deux couches alluvions séparées d'un géosynthétique bentonitique (GSB) et des colonnes contenant une couche drainante.

L'étude de l'infiltration de l'eau et des lixiviats dans le sable argileux sous une charge nulle a montré que le processus de saturation d'un sol compacté se fait par la combinaison d'un phénomène de convection et de diffusion. L'analyse des profils de conductivité électrique a montré que le transport de soluté se fait aussi par dispersion et par convection.

On a pu constater que l'infiltration d'un liquide ne dépend pas seulement du type de sol, mais dépend aussi du type de liquide et des éléments chimiques qu'il contient. L'impact des lixiviats sur le sol se traduit par la réduction du temps de transit (le lixiviat traverse plus rapidement les couches de sol) et de la teneur en eau d'équilibre c'est-à-dire la quantité d'eau que le sol peut retenir.

Les résultats d'essai d'infiltration dans l'argile du Gault ont montré que les paramètres hydrodynamiques sont influencés par le type de liquide infiltré. Les valeurs des conductivités hydrauliques sont plus élevées dans la colonne où le lixiviat est infiltré. Il faut donc prendre en compte le type du liquide infiltré lors du dimensionnement des barrières étanches

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 102 1º trimestre 2003

Thèses

Performances des discontinuités présentes dans les dispositifs d'étanchéité par géosynthétiques bentonitiques. Étude des perforations et recouvrements

MOHAMMED AL NASSAR Département de Géotechnique Faculté de génie civil, université de Damas, Syrie

> Thèse soutenue le 18 janvier 2002, sous la direction de Gérard Didier INSA de Lyon (gerard.didier@insa-lyon.fr)

Les géosynthétiques bentonitiques (GSB) sont utilisés de plus en plus souvent pour l'étanchéité d'ouvrages hydrauliques ou destinés à la protection de l'environnement. Les GSB sont les seuls produits d'étanchéité ayant la capacité de colmater ou de limiter une fuite ponctuelle au droit d'une perforation accidentelle. En fonction des conditions environnementales, il convient d'estimer les límites de ce potentiel d'autocicatrisation. Par ailleurs, la mise en œuvre des GSB nécessite obligatoirement des zones de recouvrement entre les lés. Ces zones sont des points faibles potentiels auxquels une attention toute particulière doit être apportée si l'on veut garantir la continuité de l'étanchéité.

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire se situe dans ce contexte, il a expérimentalement deux objectifs : – examiner la capacité d'autocicatrisation des GSB *in situ* et en laboratoire. Des appareillages originaux ont été conçus et réalisés. Des essais réalisés *in situ* sur une couverture de CSD et au laboratoire visent à quantifier, qualifier et visualiser l'autocicatrisation de plusieurs types de GSB ;

 – étudier le comportement hydraulique au niveau du recouvrement des GSB. Un appareillage original de type réservoir a été conçu et réalisé pour l'étude des zones de recouvrement des GSB, il permet de réaliser des essais de caractérisation et de performance.

Un perméamètre radial a également été utilisé afin de qualifier d'autres interfaces géotextile non tissé ou tissé du GSB-géomembrane.

Neuf essais de longue durée ont été consacrés à l'étude des performances hydrauliques des GSB au niveau du recouvrement et dans la partie courante. Différents types de traitement de la zone de recouvrement ont été étudiés.

L'écoulement de gaz à travers les recouvrements des GSB a été étudié par la réalisation d'essais concernant quatre types de recouvrement des GSB.

Enfin, un recouvrement non traité et une zone d'interface GSB-surface rugueuse ont été modélisés du point de vue hydraulique à l'aide du logiciel d'écoulement eau-sol.

Mots-clés: géosynthétique, bentonite, etanchéité, perméabilité, recouvrement, autocicatrisation, transmissivité, perméabilité au gaz, simulation numérique.

Transfert hydrique dans des sols argileux gonflants : influence du confinement

SÉBASTIEN ROLLAND LEMTA, UMR 7563 CNRS – INPL – UHP 2, avenue de la Forêt-de-Haye, BP 160 54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Thèse soutenue le 18 janvier 2002, sous la direction de Christian Moyne Institut national polytechnique de Lorraine (Christian.Moyne@ensem.inpl-nancy.fr)

La description des mécanismes d'infiltration et de gonflement dans les sols argileux représente un enjeu important en géotechnique, en agronomie ou dans l'industrie pétrolière.

L'objectif de cette thèse est d'analyser les effets de couplage hydromécanique lors de l'imbibition de milieux argileux gonflants soumis à différentes conditions de confinement. Le matériau utilisé est un mélange de bentonite et de limon de Xeuilley. Préparé à une teneur en eau massique connue, ce mélange est compacté au moyen d'une technique double piston, permettant d'élaborer des éprouvettes de sol d'humidité et de masse volumique sèche uniformes. Des essais d'imbibition capillaire ont été réalisés pour trois types de confinement : libre, œdométrique, à volume constant. La technique de gammamétrie double source est utilisée afin de suivre localement, et de manière non intrusive, l'évolution simultanée de la masse volumique sèche et de la teneur en eau. Une comparaison des trois cinétiques d'humidification est finalement menée à partir d'une caractérisation en terme de diffusivité hydrique, basée sur une description lagrangienne des transferts.

DU COCCOLITHE AU RÉSERVOIR PÉTROLIER Approche phénoménologique du comportement mécanique de la craie en vue de sa modélisation à différentes échelles.

CHRISTIAN SCHROEDER Université de Liège, Département GéomaC Institut de mécanique et génie civil Sart Tilman Bat. B52/3 Chemin des Chevreuils, 1 B-4000 Liège

Thèse soutenue le 28 janvier 2002, sous la direction du professeur Albéric Monjoie Université de Liège Laboratoires de géologie de l'ingénieur, d'hydrogéologie et de prospection géophysique

Le mémoire se présente comme un bilan de plus de 25 ans de fréquentation de la craie, dans divers domaines, principalement dans le domaine pétrolier. Il a pour objet de placer la craie dans ses divers contextes et, sans entrer dans les détails, de brosser un tableau des différentes approches, nécessairement pluridisciplinaires, et de la phénoménologie du comportement de ce matériau atypique.

Le travail comprend quatre parties principales :

 La première partie concerne la craie en elle-même : genèse, nature des coccolithes, composition minéralogique, répartition stratigraphique et géographique, structure, propriétés physiques et pétrophysiques générales et propriétés géophysiques.

 La deuxième partie pose les problèmes des réservoirs pétroliers de mer du Nord: géologie des champs pétroliers, description du champ d'Ekofisk, exposé des problèmes posés (« production de craie », ruptures de tubages, subsidence).

 La troisième partie, qui constitue la majeure partie du travail, concerne le comportement mécanique de la craie comme roche réservoir.

Après la caractérisation des craies testées, craie d'affleurement de la région liégeois et craies de mer du Nord, les différents modèles décrivant le comportement mécanique sont exposés succinctement. Le modèle développé dans le cadre du programme de recherche européen Pasachalk⁽¹⁾ est détaillé. Ce modèle comprend trois mécanismes de rupture (traction, cisaillement et *pore collapse*) et intègre une variable, la succion, tenant compte de l'interaction fluide-squelette.

Les aspects expérimentaux comprennent la détermination des surfaces de plasticité de craies saturées en différents fluides (huiles et eaux) et partiellement saturées ainsi que les études de la réaction de la craie saturée en huile lors de l'injection d'eau et quelques aspects spécifiques (fluage, extrusion, effritement).

Cette partie se termine par une discussion sur la nature des forces de liaison interparticulaires et sur les interactions fluide-squelette.

• La quatrième partie expose les développements en cours, spécialement la récupération améliorée de l'huile par injection de CO₂, et les perspectives de recherches futures : aspects visqueux, études des forces physico-chimiques (en particulier les effets relatifs à l'activité du fluide récemment mis en évidence par R. Risnes), comportement à température élevée, phénomènes de liquéfaction, etc.

¹ Le programme européen Pasachalk (1997-2003) a pour partenaires l'université de Liège, l'École nationale des ponts et chaussées (CERMES) et TotalFinaElf Exploration Norway A/S.

Étude expérimentale de l'effet de l'endommagement sur la perméabilité des roches

ANIS BOUNENNI 29, impasse de Carville 76000 Rouen

Thèse soutenue le 24 mai 2002, sous la direction de Ahmad Pouya École nationale des ponts et chaussées

L'effet de la fissuration des roches sur leurs perméabilités suscite un intérêt croissant par ses conséquences sur la sûreté des enfouissements de déchets radioactifs, ainsi que ses applications à certains problèmes de prospection pétrolière. Cette thèse est consacrée à l'étude expérimentale de ce phénomène sur quelques variétés de roches poreuses. La méthode adoptée consiste à examiner l'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement.

Deux variétés d'argiles, dites de l'Est et du Gard, ont été étudiées pour des applications aux problèmes d'enfouissement des déchets, ainsi qu'une variété de craie provenant de la mer du Nord pour des applications pétrolières.

Les difficultés majeures de l'étude des argilites consistent en

une très faible perméabilité et en la fragilité de ces matériaux qui ne se prêtent pas à une fissuration diffuse. Nous sommes cependant parvenus à montrer, par exemple, que la perméabilité de ces matériaux peut être multipliée par un facteur 100 pour une déformation volumique irréversible de 4 %.

La craie, étant plus poreuse et plus perméable, ne pose pas de problème de mesure de la perméabilité. Mais la difficulté de créer un état d'endommagement diffus dans ce matériau subsiste. Cependant, par des trajets de chargements complexes, nous avons pu dans certains cas faire évoluer l'endommagement et la perméabilité dans ce matériau et établir une relation phénoménologique entre ces deux grandeurs.

La création de fissure dans ces matériaux par endommage-

ment thermique, dans un four à micro-ondes, s'est avérée une voie beaucoup plus simple et prometteuse que la voie mécanique. L'observation des échantillons endommagés d'argilites par le microscope électronique nous a permis de déterminer l'ordre de grandeur de la taille des fissures. Sur les échantillons de craie endommagés, la mesure de la vitesse acoustique a permis d'établir une relation simple entre la perméabilité et l'endommagement.

Étude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique

NATALIYA DOLZHENKO INSA de Lyon, URGC-Géotechnique Bât. J.C.A.-Coulomb 34, avenue des Arts F69621 Villeurbanne Cedex

Thèse soutenue le 1er juillet 2002, sous la direction de Richard Kastner et de Philippe Mathieu INSA de Lyon (richard.kastner@insa-lyon.fr) (philippe.mathieu@insa-lyon.fr)

Le creusement d'un tunnel en zone urbanisée peut engendrer des dommages importants dans les ouvrages et les immeubles riverains. Il est donc important de prévoir les déplacements et les déformations induites par le creusement d'ouvrages souterrains urbains dans l'ensemble du massif de sol. Ce travail de thèse constitue une contribution à l'étude expérimentale et numérique des mouvements de sol liés à la construction d'un tunnel peu profond dans un milieu pulvérulent, et notamment suivant les phases de déconfinement et de reconfinement correspondant aux différentes étapes de réalisation de l'ouvrage.

Le dispositif expérimental utilisé est un modèle réduit bidimensionnel de tunnel. Le sol analogique est constitué de rouleaux métalliques de Taylor-Schneebeli. L'analyse des essais a été effectuée par imagerie numérique permettant de visualiser l'intégralité du champ de déplacements obtenue au cours des essais. L'incidence de divers paramètres est analysée et présentée : variation du diamètre du tunnel, profondeur du tunnel et poids de l'ouvrage. Afin de mieux comprendre et de pouvoir simuler numériquement les essais expérimentaux, une qualification précise du comportement du matériau constituant le sol a été réalisée. Un programme expérimental a été mis au point comportant des chargements simples (biaxial et oedométrique) sur des échantillons de rouleaux de Schneebeli à des niveaux de contraintes similaires à ceux rencontrés au sein du modèle réduit. Ces essais ont permis de déterminer la rhéologie du matériau utilisé.

La partie expérimentale a permis de disposer d'une base de données afin de valider une loi de comportement développée au cours de cette étude. Due à la nature du sol utilisé, la loi est bidimensionnelle et combine à la fois un comportement élastoplastique et incrémental.

La dernière étape de cette étude est une confrontation des résultats expérimentaux et des simulations numériques sur le modèle réduit du tunnel.

Méthodes d'analyse du fonctionnement hydrogéologique des versants instables

PIERRE TULLEN 12, chemin des Pernettes CH – 1242 Satigny

Thèse soutenue le 4 juillet 2002, sous la direction d'Aurèle Parriaux EPFL, Faculté ENAC (Environnement naturel, architectural et construit) GEOLEP (Laboratoire de géologie de l'ingénieur et de l'environnement) CH - 1015 Lausanne (aurele.parriaux@epfl.ch)

L'approche usuelle développée pour étudier les phénomènes d'instabilité de versants se base sur l'établissement des relations entre les paramètres hydroclimatologiques et les déplacements. Cette approche se fonde exclusivement sur les causes et les effets, sans développer les processus induits par ces causes et responsables des effets. Cette relation de type boîte noire est, dans certains cas, satisfaisante, mais dans d'autres, l'analyse des processus induits devient indispensable pour comprendre le fonctionnement de l'instabilité et prédire les mouvements. Les principaux

modèles géomécaniques permettent d'introduire un ou plusieurs niveaux piézométriques, mais sont rarement adaptés pour aborder une situation complexe des écoulements souterrains dans les versants instables.

Dans le but de combler ce manque de moyens pour aborder les processus hydrogéologiques liés aux instabilités, une méthodologie comprenant une succession d'étapes utiles à la compréhension des processus hydrogéologiques des versants est proposée et testée, permettant d'aboutir à une meilleure prise en compte des processus hydrogéologiques dans le cadre des concepts d'assainissement. Cette approche vise à établir un bilan hydrogéologique à l'échelle du versant - ou à l'échelle régionale si cela s'avère nécessaire -, pour déterminer les zones d'infiltration qui alimentent le versant, le trajet et les vitesses des écoulements souterrains et les zones d'exutoire.

L'ultime étape de cette approche est constituée par une simulation numérique des écoulements souterrains. Une attention particulière est prêtée à la simulation d'aquifères peu épais, discontinus et perchés, ainsi qu'à la simulation en régime transitoire à faible pas de temps pour prendre en compte des événements hydroclimatologiques extrêmes. Outre son utilité pour caractériser le fonctionnement hydrogéologique d'un versant, cette étape constitue un moyen nécessaire pour tester l'efficacité hydrogéologique à court et à long terme de différents concepts d'assainissement.

Cette approche méthodologique a été testée sur trois sites qui présentent des fonctionnements hydrogéologiques distincts. Elle ouvre des perspectives directes pour proposer des projets d'assainissement durable reposant sur une analyse validée des processus hydrogéologiques caractérisant le versant instable.

Étude des mécanismes de déformation de roches argileuses profondes : apport de la microstructure et des analyses pétrophysiques

MURIEL GASC-BARBIER G3S, École polytechnique 91128 Palaiseau Cedex

Thèse soutenue le 25 septembre 2002, sous la direction de G. de Marsily, université Paris VI, (gdm@ccr.jussieu.fr) Géoscience et ressources naturelles (ed-grn@yahoogroups.fr)

Ce travail se situe dans le cadre de la meilleure compréhension du comportement des roches argileuses profondes et en particulier de celles choisies par l'ANDRA pour la construction d'un laboratoire souterrain pour l'étude de la faisabilité de l'implantation d'un site de stockage souterrain de déchets hautement radioactifs. Nous avons étudié expérimentalement certains mécanismes (couplage chimico-mécanique, couplage hygromécanique et comportement visqueux) pouvant conduire à des déformations macroscopiques, afin de tenter de les caractériser du point de vue microstructural. Pour cela nous avons mis en œuvre des moyens expérimentaux innovants: conception d'une cellule triaxiale avec circulation de fluide, utilisation de la porosimétrie à mercure sur échantillons sec et humide, par exemple. Ce travail nous a permis de montrer l'importance de la relation argile-calcite dans les argilites du site de l'Est, à la fois du point de vue chimique (équilibre chimique dominé par la calcite) que structural (la microfissuration semble se produire préférentiellement à l'interface grain – matrice argileuse).

Étude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé. Influence des cycles de séchage-humidification

OMRAN ALSHIHABI Laboratoire de mécanique de Lille, Polytech'Lille Université des sciences et technologies de Lille 59 655 Villeneuve-d'Ascq Cedex (omran_alshihabi@hotmail.com)

> Thèse soutenue le 25 octobre 2002, sous la direction de I. Shahrour et C. Mieussens Université des sciences et technologies de Lille (Isam.Shahrour@polytech'lille.fr)

Le travail de thèse comporte une étude expérimentale du comportement d'un sol compacté partiellement saturé. Il s'intéresse plus particulièrement à l'effet des cycles de séchage-humidification sur ce comportement. L'étude a été réalisée en utilisant un œdomètre et une cellule triaxiale qui permettent de contrôler la succion.

Le travail de thèse est présenté en quatre parties.

La première partie concerne une étude bibliographique des travaux réalisés sur les sols compactés et les sols non saturés. On présente également les travaux réalisés sur les sols non saturés, l'effet de la succion sur la compressibilité et la courbe de résistance et l'effet des cycles de séchage-humidification sur le potentiel de gonflement. Cette partie s'achève par une revue de différents modèles développés pour les sols non saturés. La deuxième partie est consacrée à la description du sol étudié. Après la présentation des caractéristiques mécaniques et intrinsèques de ce matériau, on présente la méthode de préparation et une analyse de l'homogénéité des échantillons étudiés.

La troisième partie présente les résultats d'une étude réalisée à l'œdomètre à succion contrôlée. L'effet des cycles de séchagehumidification sur la courbe de compressibilité est étudié. Les paramètres du Modèle Basic de Barcelone (BBM) sont déterminés et utilisés pour tester le modèle sur des essais avec ou sans cycle.

Enfin, dans la quatrième partie une étude à l'appareil triaxial est présentée. Cette partie traite deux aspects, le premier concerne l'effet de la succion sur la courbe de résistance et le deuxième porte sur l'effet des cycles de séchage-humidification sur le comportement du sol à l'état saturé.

Structure et modélisation hydrodynamique des eaux souterraines : application à l'aquifère crayeux de la bordure nord du bassin de Paris

SAMI LALLAHEM

École polytechnique universitaire de Lille, Département de géotechnique et génie civil Avenue Paul-Langevin, Cité scientifique 59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex

> Thèse soutenue le 29 octobre 2002, sous la direction de Jacky Mania École polytechnique universitaire de Lille (Jacky.Mania@polytech-lille.fr)

Les structures géologiques influencent les circulations des eaux souterraines dans un milieu crayeux *fissuré*. A partir d'observations de terrain et de mesures hydrologiques nous abordons une méthodologie nouvelle pour mieux quantifier et relier les paramètres géométriques de l'aquifère et les réponses hydrodynamiques du massif crayeux. Nous avons élaboré dans ce but un modèle conceptuel structure-écoulement souterrain qui a permis de bien mettre en valeur l'effet direct de la géométrie de l'aquifère sur les écoulements. Nous avons analysé qualitativement et quantitativement les réponses piézométriques suite à la traversée des milieux non-saturés et saturés fissurés sous l'incidence des pluies. Puis a été abordée la liaison entre les paramètres physico-chimiques des eaux et les variations de débit de plusieurs sources des bassins témoins de l'Artois. Afin de bien cerner l'hydrodynamisme des eaux souterraines a été appliquée

une méthode originale par la combinaison du modèle hydrométéorologique à réservoirs MMO8 et du modèle des réseaux de neurones artificiels (RNA).

Ont été mis en évidence : les paramètres pertinents influençant les émergences de l'aquifère crayeux, une simulation ainsi qu'une prévision des débits et une variation des amplitudes de la piézométrie basées respectivement sur une validation de 72 heures et de 30 jours. Ces modèles permettent d'approcher les phénomènes hydrodynamiques naturels dans leur complexité et, de manière efficace, de proposer une prévision utile à la gestion des ressources naturelles en eau.

Mots-clés : craie, eau souterraine, milieu fissuré, géologie structurale, hydrochimie, hydrodynamique souterraine, modélisation, simulation et gestion des ressources en eau souterraine.

Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés

OLIVIER CUISINIER

Thèse de doctorat soutenue le 31 octobre 2002, sous la direction de Farimah Masrouri INSG, Nancy (Farimah.Masrouri@ensg.inpl-nancy.fr)

Les sols gonflants compactés sont utilisés dans de nombreuses applications, notamment en géotechnique et en géotechnique de l'environnement. Ces matériaux subissent d'importantes variations de volume en fonction de leur succion. L'objectif principal du travail présenté ici est d'étudier l'influence de ce paramètre sur le comportement mécanique d'un matériau gonflant compacté dans la gamme des succions comprises entre 0 et 300 MPa. Deux types d'œdomètre à succion contrôlée, soit par la méthode osmotique, soit par la technique des solutions salines saturées, ont été utilisés, les œdomètres à solutions salines ayant entièrement été développés pour ce travail.

Le support de l'étude est un matériau gonflant compacté. Les essais réalisés montrent en premier lieu que la pression de préconsolidation apparente atteint une valeur constante à partir de 38,5 MPa, dans le domaine des fortes succions. Par contre, la pente de compression plastique varie de manière non monotone en fonction de la succion appliquée. La variation de ces deux paramètres apparaît fortement liée à la structure initiale des éprouvettes. Par la suite, l'influence des sollicitations hydriques complexes a été étudiée, ce qui a permis de montrer que les résultats d'un essai sur un sol gonflant dépendent du chemin de contrainte hydrique même lorsqu'une humidification est réalisée en cours d'essai. L'interprétation de ces résultats dans le cadre des modèles de Barcelone a ensuite été proposée afin d'évaluer les possibilités de chacun des deux modèles existants. Le modèle de Barcelone pour sols gonflants nécessite, en outre, la réalisation d'essais comportant des cycles hydriques et au moins un essai à volume constant et à succion contrôlée.

En conclusion, ce travail a permis la mise en œuvre, le développement et la validation de deux dispositifs expérimentaux à succion contrôlée. Ceci a rendu possible la caractérisation du comportement hydromécanique d'un sol gonflant compacté en fonction de différentes sollicitations hydriques.

Mots-clés : sol gonflant, sol compacté, succion, solutions salines, osmotique, structure, comportement hydromécanique.

Comportement mécanique d'une fracture rocheuse sous contraintes normale et tangentielle

ANTOINE MARACHE CDGA, Université Bordeaux I Avenue des Facultés 33405 Talence Cedex

Thèse soutenue le 22 novembre 2002, sous la direction de Joëlle Riss Laboratoires d'accueil : Laboratoire MSS-Mat, École centrale Paris et CDGA, université Bordeaux 1

L'étude du comportement mécanique des massifs rocheux trouve de nombreuses applications dans beaucoup de problèmes environnementaux. Cette étude ne peut se faire sans une connaissance préalable des joints ou fractures traversant le massif. Il est également admis que le comportement mécanique de ces derniers est dépendant de la morphologie de leurs surfaces.

L'utilisation de la géostatistique a permis de développer une méthode de caractérisation et de reconstruction des surfaces de fracture. Cette analyse détaillée est basée sur l'utilisation des variogrammes des résidus des hauteurs et sur ceux de leurs dérivées première et seconde. Par ailleurs, nous montrons comment relier des informations relevées à différentes échelles sur deux échantillons voisins afin d'affiner la reconstruction des surfaces. De nombreux paramètres morphologiques peuvent être calculés dans toutes les directions à partir des surfaces de fracture reconstruites.

Par la suite, un modèle mécanique de simulation du comportement des fractures sous contraintes normale et tangentielle a été développé. Dans le cas de la contrainte normale, le modèle est basé sur la fermeture de l'espace des vides. L'utilisation de ce modèle permet de reproduire les courbes expérimentales et de comprendre l'influence du type de dispositif de mesure. Dans le cas du cisaillement, le modèle a été développé dans la phase pré-pic. L'utilisation des modèles permet notamment de montrer la baisse des rigidités normale et tangentielle avec l'augmentation de la taille de la fracture ou l'influence du module d'Young sur les résultats. Les résultats du modèle concernent également la localisation des zones en contact entre les deux épontes et leur évolution (ainsi que celle de l'espace des vides) lors de la fermeture de la fracture ou d'un cisaillement. Pour la phase post-pic du cisaillement, l'utilisation des plans d'expériences permet de modéliser les courbes expérimentales et celle d'images de prévoir les zones dégradées.

Mots-clés: joint rocheux, espace des vides, morphologie, géostatistique, contrainte normale, cisaillement, modèle mécanique, images.

Étude multi-échelles d'un sol argileux plastique traité à la chaux

SUHAIL ADREES ABDULKADER KHATTAB

Thèse de doctorat de l'université d'Orléans soutenue le 29 novembre 2002, sous la direction de M. Al Mukhtar et J.-M. Fleureau

L'étude analyse l'action de la chaux sur un sol argileux plastique, l'argile FoCa, ainsi que sur les mécanismes de réaction physico-chimiques chaux-argile. Ces réactions instantanées (échange cationique, floculation et carbonatation) et lentes (pouzzolanique) se déclenchent lorsque le calcium de la chaux réagit avec les aluminates et silicates solubles de la surface du minéral argi1eux.

Au niveau macroscopique, les résultats montrent que la chaux réduit de façon importante le gonflement du sol en pression et en amplitude, en améliorant ses propriétés géotechniques. L'efficacité du traitement est excellente en présence d'un pourcentage optimal de chaux (4 %), pour un sol compacté à l'optimum Proctor normal. De plus, la pression de gonflement diminue continuellement avec le temps de mûrissement et une réduction importante est obtenue dès le 7^e jour. L'efficacité du traitement dans des conditions expérimentales sévères et répétées (séchage à 60 °C, puis saturation complète) a également été démontrée Cependant l'efficacité du traitement diminue fortement si le premier cycle correspond à un séchage ; le pré-séchage prématuré interrompt le mécanisme de réaction chaux-argile et mène, semble-t-il, à la destruction des liaisons naissantes fragiles dans la FoCa traitée.

La réaction chaux-argile entraîne des modifications minéralogiques, texturales et structurales qui ont été observées grâce à de nombreuses techniques complémentaires (DRX, infrarouge, ATG, analyse chimique, MEB et MET). Du point de vue de la texture, le traitement provoque l'apparition des feuillets de plus grande extension latérale et induit des paquets de feuillets plus épais. La taille et le nombre des pores micrométriques diminuent, les pores semblent plus connectés produisant des fissures longues et continues. Les agrégats d'argile sont plus petits, plus nombreux, plus arrondis, formant un assemblage plus compact. En ce qui concerne l'espace poral, le traitement à la chaux se traduit d'une manière générale par une diminution du volume total pour les échantillons testés après saturation. Quant au mécanisme de la réaction, il ressort que l'attaque de l'argile par la chaux conduit à l'apparition d'un hydrate de calcium, silicium et aluminium, hydrate formé de feuillets individuels, plissés dans toutes les directions.

Caractérisation des matériaux granulaires des très petites aux grandes déformations

SIGIT PRANOWO HADIWARDOYO

Thèse de doctorat de l'École centrale Paris, soutenue le 16 décembre 2002, sous la direction de J.-M. Fleureau

La rupture des chaussées est souvent liée à une diminution des propriétés du sol-support causée par une infiltration d'eau dans le corps de chaussée. Le problème est de comprendre comment les sols et les matériaux granulaires compactés réagissent à des chargements répétés afin d'appliquer ces connaissances au dimensionnement des chaussées.

Pour cette raison, une étude expérimentale a été entreprise à l'École centrale Paris et à l'Instituto superior tecnico de l'université technique de Lisbonne avec les objectifs suivants : a) étudier au laboratoire le comportement des matériaux granulaires en petites déformations à l'état saturé et non saturé ; b) mettre au point une méthode d'analyse pour prendre en compte l'effet de la pression interstitielle négative dans les propriétés du sol non saturé ; etc) étudier le comportement contrainte-déformation de sables et graves non traités sous chargement cyclique.

De nombreux essais ont été réalisés sur plusieurs matériaux (sable silteux de Perafita, sable et grave sableuse de Serpong, matériau grossier de barrage) à différentes teneurs en eau, densités, contraintes isotropes et déviatoires, en utilisant des dispositifs non standards pour les mesures en très petites déformations (10⁻⁶) ou les mesures de pression interstitielle négative.

Il a été conclu que l'utilisation du concept de contrainte effective permettait une interprétation du module d'élasticité et du critère de rupture. Le modèle micromécanique de Taibi (1994) mène à un très bon accord avec les résultats expérimentaux et constitue une solution très simple pour prédire la résistance et la rigidité des sols lorsque la pression interstitielle négative est connue.

Étude expérimentale et modélisation numérique multi-échelle du comportement hydromécanique de répliques de joints rocheux

JULIEN HANS 40, rue Pierre-Semard 38000 Grenoble

Thèse soutenue le 16 décembre 2002, sous la direction de Marc Boulon marc.boulon@hmg.inpg.fr Université Joseph-Fourier, Grenoble

La boîte de cisaillement tridimensionnelle pour joints rocheux BCR-3D a été dotée de deux nouveaux dispositifs expérimentaux spécialement conçus pour l'étude du comportement hydromécanique des joints rocheux. le premier dispositif est un système de mesure de la conductivité hydraulique et de la directionnalité de l'écoulement dans le joint, et le deuxième est un appareil de mesure laser in situ de la morphologie des épontes et de calcul de la géométrie des vides dans le joint (système CaLViN). L'ensemble de ces trois dispositifs permet une étude du comportement hydromécanique de qualité (sans rotation relative des épontes au cours du cisaillement) aux échelles macro et micro. Une campagne d'essais hydromécaniques de compression pure et de cisaillement à contrainte normale 4 et 8 MPa sur des répliques de joints rocheux artificiels provenant du granite gris du Tarn a été réalisée au Laboratoire 3S (Sols, Solides, Structures). Ces essais hydromécaniques ont été complétés par des mesures de morphologie des épontes avec prise en compte de l'endommagement et le calcul subséquent des cartes des vides associées. L'étude du comportement hydromécanique a ainsi été étudiée aux échelles macro et micro. Des comparaisons ont été effectuées entre les résultats obtenus aux différentes échelles, et mettent en évidence la bonne corrélation entre la directionnalité des vides mesurés et celle de l'écoulement réel dans le joint. L'importance de la prise en compte de l'endommagement induit par le cisaillement pour les études à l'échelle micro a été mise en évidence. Une étude numérique a été réalisée par éléments finis sur un joint hétérogène isotrope, dont les données sont la géométrie (carte des vides) fournie par le dispositif CaLViN. Cette dernière étude met en évidence les limites de la loi cubique pour modéliser un écoulement dans les joints rocheux.

L'effet d'un sol partiellement gelé sur la recharge des eaux souterraines en milieu alpin, en y incluant des aspects liés au changement climatique

DANIEL BAYARD Berdenweg CH-3969 Varen

Thèse soutenue le 17 décembre 2002, sous la direction d'Aurèle Parriaux EPFL, Faculté ENAC (Environnement naturel, architectural et construit) GEOLEP (Laboratoire de géologie de l'ingénieur et de l'environnement) CH – 1015 Lausanne (aurele.parriaux@epfl.ch)

En région alpine, la couverture neigeuse joue un rôle essentiel en tant que réservoir d'eau. Au printemps, l'eau de fonte s'infiltre dans le sol, rechargeant les aquifères alpins sous-jacents. Différentes études ont montré que *localement* le gel partiel dans le sol peut réduire cette infiltration. Néanmoins, l'impact hydrologique du gel saisonnier à plus grande échelle est moins bien connu. Ce fut le point de départ de cette étude, qui a eu comme but d'explorer: (a) l'effet local d'un sol partiellement gelé sur les flux de fonte ; (b) ces effets à grande échelle sur la recharge des eaux souterraines ; (c) les conséquences d'un changement climatique sur le gel saisonnier.

L'étude a été menée durant deux hivers au Grand-Saint-Bernard (2 500 m) et à Hannigalp (2 100 m) au-dessus de Grächen, deux sites au climat contrasté. Les différentes composantes du bilan hydrique du sol ont été mesurées sur des sites spécifiques d'environ 5 m². De plus, une analyse de la variation du niveau piézométrique lors de la fonte de la neige d'un aquifère alpin au village de Grächen (500 m en dessous de Hannigalp) a été effectuée durant une période de 10 ans. A côté des investigations de terrain, un modèle numérique 1 D de transfert sol-neige-atmosphère a été utilisé.

Des conditions météorologiques contrastées ont caractérisé les deux années étudiées. En 2000-2001 la couverture neigeuse a été profonde et le sol n'a pas gelé. Durant la fonte des neiges, toute l'eau s'est infiltrée dans le sol. En 2001-2002, l'absence de neige jusqu'en janvier a permis la formation d'un gel profond et persistant, et 25 à 40 % de l'eau de fonte se sont écoulés en surface. A grande échelle, l'augmentation du niveau d'eau à la fonte dans le piézomètre a seulement été réduite entre 10 et 30 % durant les années avec du gel saisonnier. En effet, une partie de la fonte a pu se réinfiltrer dans des zones dégelées. Finalement, les conséquences d'un changement climatique sur les régimes hydrauliques et thermiques du sol et de la neige ont montré que, de manière globale, le bilan hydrique en montagne ne sera que peu affecté par une augmentation de la température, l'accroissement de l'infiltration à haute altitude étant contrebalancée par la diminution de l'infiltration à basse altitude En revanche une augmentation d'événements extrêmes est prévue, car des épisodes de pluie sur des sols gelés vont être plus fréquents dans les régions de basse montagne.

Contribution à l'analyse des risques naturels en montagne par l'étude géologique et géotechnique de scénarios de mouvements de versants et laves torrentielles. Application à la région de Bourg-Saint-Maurice (Savoie, France)

> PASCAL LAUGIER 17, avenue des Gobelins 75005 Paris

Thèse soutenue le 19 décembre 2002, Sous la direction de Roger Cojean École nationale supérieure des Mines de Paris (roger.cojean@ensmp.fr)

Ce travail de recherche a porté sur l'étude des mouvements de terrain et des risques torrentiels en montagne.

Un recensement des nombreuses méthodes de reconnaissance et de caractérisation des aléas naturels en montagne a été réalisé en premier lieu. Parmi ces méthodes, la notion de scénario d'analyse des risques naturels, dérivée des scénarios d'analyse des risques industriels, permet de synthétiser efficacement les données disponibles et de visualiser plus facilement le risque et ses différentes possibilités d'évolution. Deux fiches types d'analyse de scénarios, celle des mouvements de versant de grande ampleur et celle des laves torrentielles, illustrent cette méthode d'analyse.

En deuxième partie, la recherche sur les facteurs de prédispositions et les conditions de génération des laves torrentielles a été abordée. Une méthodologie d'analyse de l'aléa « lave torrentielle » a été menée au niveau du bassin versant de l'Arbonne (Bourg-Saint-Maurice, Savoie). Après une description approfondie du bassin versant, les réalisations d'une carte géomorphologique du bassin versant et de nombreux essais géotechniques en laboratoire ont permis de localiser les zones sources potentielles et de construire une carte de l'aléa « génération de laves torrentielles ». Ensuite, la modélisation des conditions de stabilité, avec le logiciel FLAC, a approfondi l'étude des conditions de génération de laves torrentielles au niveau de plusieurs zones sources. Un scénario global de génération et de propagation de lave torrentielle a ensuite été proposé. Enfin, l'influence des facteurs anthropiques sur la dynamique torrentielle d'un bassin versant a été abordée.

NICOLAS RACANA

Thèse soutenue le 20 décembre 2002, sous la direction de J.P. Gourc et de R. Kastner Université Blaise-Pascal, Clermont II

Le principe du renforcement de sol par géoconteneurs constitue, de par son caractère tridimensionnel et son mécanisme de confinement, une solution technique intéressante notamment pour le cas où le matériau de remblai est de moindre qualité. La justification mécanique de ces ouvrages est essentiellement basée sur le gain induit par le confinement. Les mécanismes d'interaction alvéolaire et de fonctionnement en membrane de ces géotextiles ondulés ne sont pas pris en compte dans le dimensionnement interne de ces structures. Le but de ce travail est de caractériser cette interaction et ce comportement en membrane, de comprendre la fonction mécanique des liaisons intercellulaires. L'objectif étant de créer un nouveau concept de renforcement de sol par structure alvéolaire intégrant les phénomènes d'interaction cellulaire et d'effet membrane. Cette recherche a consisté à étudier le comportement local et global des structures cellulaires à partir d'approches expérimentales, analytiques et numériques. Le mémoire a été structuré en six parties :

 – en premier lieu, une étude bibliographique rappelle les hypothèses et les méthodes usuelles de dimensionnement des ouvrages en sol renforcé ;

la deuxième partie dresse un état de l'art sur le renforcement de sol par structures cellulaires. Elle permet de caractériser mécaniquement ce type de renforcement à travers notamment les notions de confinement de sol et d'interaction des cellules ;
la troisième partie est consacrée à l'étude de l'interaction alvéolaire et des mécanismes locaux d'un sol renforcé par structure cellulaire. Elle montre le rôle mécanique limité des liaisons intercellulaires compte tenu du mécanisme d'autoblocage induit par l'imbrication cellulaire ;

la quatrième partie présente une approche analytique permettant de déterminer l'évolution de la tension le long d'un géotextile d'ancrage placé sinusoïdalement dans le sol. Les modèles développés sont comparés à des modèles classiques relatifs à l'évolution de la tension dans le cas de bandes rectilignes. Cette démarche permet de caractériser le gain de résistance lié à un fonctionnement en membrane d'une bande d'ancrage ondulée ;
la cinquième partie confronte les modèles analytiques précé dents à une série d'essais et permet de comprendre le phénomène de butée généré par le comportement en membrane d'un géotextile ondulé. Cette première approche permet d'aboutir à un modèle analytique qui donne une bonne évaluation de l'évolution de la tension le long d'une nappe festonnée ;

– la dernière partie replace l'ensemble des résultats précédents dans le contexte de validation d'une nouvelle technique de renforcement de sol. Elle conduit à la réalisation d'un plan d'assurance qualité visant à établir une procédure de mise en œuvre et de contrôle garantissant la stabilité interne de l'ouvrage. Enfin, le premier ouvrage cellulaire grandeur nature dépourvu de liaisons intercellulaires forte est présenté.

Mots-clés: renforcement de sol, géotextile, structure alvéolaire, interaction cellulaire, fonctionnement en membrane, liaisons intercellulaires.