# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE MÉCANIQUE DES SOLS MÉCANIQUE DES ROCHES GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR





## Sommaire



Comportement des barrages fondés sur des argiles fortement consolidées. Rupture de la digue d'Aznalcóllar 3 E. ALONSO De l'importance du suivi pour maîtriser le dimensionnement des ouvrages géotechniques 49 P. SCHMITT Modélisations physiques et numériques d'un matelas granulaire érigé sur sol compressible renforcé par inclusions rigides 77 O. JENCK, D. DIAS Microstructure et potentiel de gonflement d'une argile du Sahara algérien 93 M. LAMARA, Z. DERRICHE, E. ROMERO Effet de la méthode de préparation sur le comportement non drainé d'un sol granulaire 101 N. DELLA, A. ARAB, M. BELKHATIR, H. MISSOUM, C. BACCONNET 111 Erratum

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 126-127 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> trimestres 2009 La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

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

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

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

## REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

**Directeur de publication** : Bernard GAMBINI **Rédacteur en chef** : Philippe MESTAT (LCPC)

Co-rédacteurs en chef : Denis Fabre (CNAM), Frédéric Pellet (INSA)

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

#### Revue trimestrielle

Abonnement 2009 (numéros 126-129) franco : 135 € 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 15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40 presses.ponts@mail.enpc.fr Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau

N° d'imprimeur : 123156. Dépôt légal : novembre 2009

(©) 2009 ISSN 0181 — 0529

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 barrages fondés sur des argiles fortement consolidées

Rupture de la digue d'Aznalcóllar<sup>1</sup>

Résumé

#### E. ALONSO

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona (Espagne) Cet article présente la rupture du barrage d'Aznalcóllar fondé sur des argiles surconsolidées et fortement plastiques. Le barrage en enrochements a glissé en avant et a laissé s'écouler des déchets saturés d'acides. La géologie et les propriétés géotechniques du site sont décrites. Les études géotechniques ont comporté un programme d'essais en laboratoire sur les déchets résiduels et les argiles surconsolidées. Une analyse des conditions qui ont conduit à la rupture du barrage est réalisée. Les pressions interstitielles, existant dans l'argile à l'instant de la rupture, nt été estimées. Des analyses d'équilibre limite et des calculs par éléments finis ont été appliqués pour analyser à rebours la rupture et pour évaluer des paramètres représentatifs de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture. Le mouvement du glissement du barrage d'Aznalcóllar, après le début de la rupture, est étudié et un modèle simple du glissement est proposé. Ce modèle est capable de bien reproduire la distance parcourue par le barrage. L'analyse fournit des enseignements sur des aspects inconnus du glissement (accélération, vitesse maximale, facteurs qui ont conduit à son arrêt). L'article se conclut par une discussion finale sur les principales causes de la rupture du barrage d'Aznalcóllar.

*Mots-clés* : argiles, barrage, rupture, glissements, modèles, pression interstitielle, résistance au cisaillement.

## Behaviour of dams founded on strongly overconsolidated clays Aznalcóllar dam failure

Abstract

This article descibes the failure of Aznalcóllar dam founded on the overconsolidated high-plasticity clay. The rockfill dam slid forward and released a flow of acid-satured tailings. The geology and geotechnical properties of the site are presented. The geotechnical studies involved a laboratory testing programme on the tailings materials and overconsolidated clays. An analysis of the conditions that led to the failure of the dam is made. Pore water pressures prevailing in the foundation clay at the time of failure have been established. Both limit equilibrium and finite element analysis are used to back-analyse the failure. The motion of the Aznalcóllar dam slide, after the initiation of failure, is examined and a simple sliding model is presented. The model is able to reproduce closely the distance travelled by the dam. The analysis also provides some information on several unknown aspects of the motion (acceleration, maximum velocity, factors which stopped the motion). The articles concludes with a final discussion on the most important reasons for the failure of the Aznalcóllar dam.

*Key words:* clays, dam, failure, landslide, models, pore pressure, shear strenght.

<sup>(1)</sup> Texte de la 2<sup>e</sup> Conférence Coulomb prononcée devant le Comité de mécanique des sols, le 9 octobre 2003.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/02/2010.

## Introduction

Les argiles surconsolidées, spécialement celles qui possèdent une plasticité élevée, ont des caractéristiques qui posent des difficultés géotechniques, pratiques et théoriques considérables. A l'origine de ces difficultés, on peut signaler les caractéristiques suivantes :

– la faible perméabilité des formations. Cela se traduit par des temps très importants de dissipation des pressions interstitielles initiales, générées lors des processus de charge et/ou décharge associés aux travaux. En conséquence, ces travaux se produisent majoritairement pendant ces périodes transitoires de dissipation de pressions interstitielles. De nombreux exemples d'une telle situation ont déjà été identifiés dans plusieurs travaux classiques;

 la fragilité du matériau dans sa masse. La structure de l'argile et, dans beaucoup de cas, la cimentation associée aux sels, carbonates et sulfates, expliquent partiellement cette fragilité. En conséquence, la résistance au cisaillement passe initialement par un pic bien marqué puis diminue très rapidement. Cette chute post-pic peut avoir lieu pour de petits déplacements relatifs (fractions de mm), tandis que la totalité de la réduction de la résistance au cisaillement s'étend d'une façon plutôt graduelle à mesure que les déplacements de cisaillement relatif s'accumulent sur la surface de cisaillement. On atteint ainsi un état résiduel caractérisé par des angles de frottement résiduel bas, contrôlés par la minéralogie de l'argile et sa proportion dans le sol. Cette fragilité favorise les phénomènes de rupture progressive, de telle sorte que, généralement, on ne pourra pas compter sur la contribution simultanée de la résistance de pic tout au long d'une surface de glissement potentielle ;

- la présence de discontinuités dans la masse. Cela situe les argiles surconsolidées dans une classe de matériaux intermédiaires entre sol et roche, généralement dénommée « sols indurés » ou « roches tendres ». Les joints ou plans singuliers (en particulier ceux de sédimentation) peuvent offrir des résistances au cisaillement sensiblement inférieures à celles mesurées dans les essais de cisaillement qui affectent le sol dans sa masse. Cette réduction dépend majoritairement de l'histoire tectonique de la formation et se manifeste dans certains cas par la présence de symptômes de cisaillements préexistants (stries, plans polis). Les plans qui ont une grande continuité deviennent ainsi des surfaces dangereuses face aux glissements, car ils offrent la possibilité d'un mécanisme de rupture cinématiquement admissible.

Ces aspects font que l'application de certains concepts ou méthodes classiques de calcul de mécanique des sols, développés pour les matériaux granulaires idéaux ou les argiles remaniées, sont inadéquats. Ainsi, pour ce qui concerne la résistance, l'analyse drainée stationnaire est probablement peu représentative des conditions des travaux à court et moyen termes, qui peuvent être critiques. En plus, les paramètres de résistance doivent incorporer la fragilité de l'argile, qui peut causer une rupture progressive, ainsi que la présence de discontinuités. Par ailleurs, l'analyse à court terme, basée sur des résistances non drainées (compression simple, triaxiale UU et CU) n'est pas mieux adaptée quand elle introduit une caractéristique « de masse » (telle que mesurée habituellement sur les échantillons), qui tend à être très supérieure à la résistance le long des plans singuliers et à celle mobilisée lors d'une rupture progressive.

La réponse à ces questions génère aussi des difficultés théoriques très importantes, qui font que, dans la pratique, il est difficile d'identifier a priori les situations dangereuses. L'analyse détaillée de cas réels où ces phénomènes ont joué un rôle essentiel prend donc une importance toute particulière pour avancer dans la connaissance. La récente rupture de la digue de retenue de stériles d'Aznalcóllar est un de ces cas.

2

#### La digue d'Aznalcóllar Géologie de l'emplacement

#### 2.1

#### Géologie générale

Les investigations menées suite à la rupture de la digue d'Aznalcóllar ont permis d'examiner en détail la géologie du site et, spécialement, les caractéristiques géologiques des matériaux impliqués dans le glissement. La digue d'Aznalcóllar se situe sur des terrains quaternaires et miocènes du bord septentrional de la dépression du fleuve Guadalquivir. Les matériaux miopliocènes se sont déposés sur une base de schiste et quartz d'âge primaire qui constitue le substrat peu perméable du site. Sous ce substrat, se sont déposées, du niveau inférieur au supérieur :

 une unité basale, détritique, formée de graviers, sables, et grès. Ce sont des niveaux perméables qui forment l'aquifère de Niebla-Posadas ;

- des argiles bleues du Guadalquivir. Il s'agit d'un dépôt massif d'argiles d'origine marine, aussi connues sous le nom de « marnes bleues » du fait qu'elles ont des proportions significatives de calcite, généralement sous forme de fossiles. Sa puissance augmente en direction S-SE vers l'intérieur du bassin. Au niveau du site, elle serait de quelque 70 m.

Les argiles de cette formation sont plastiques, de couleur bleu-gris, avec une stratification difficilement reconnaissable où prédominent les minéraux argileux (70 % du total). La fraction restante est formée de calcite (20 %), quartz (8 %) et d'autres minéraux. Parmi les minéraux argileux, prédominent la smectite (50 % du total), l'illite et la kaolinite. Il y a beaucoup de nodules d'oxyde de fer à l'intérieur des carapaces fossilifères. Proche du toit, dans les quelques mètres supérieurs, ces argiles deviennent altérées. Les phénomènes d'oxydation s'intensifient et les signes de circulation d'eau le long des diaclases, généralement subverticales, sont plus évidents. L'altération superficielle conduit à une modification de la microstructure de l'argile et à une perte de plasticité qui ont été examinées en détail par certains auteurs (Tsige, 1998).

On a aussi décrit des épisodes tectoniques récents (pendant le Miocène supérieur, le Pliocène et le Quaternaire) qui ont affecté les dépôts tertiaires du bassin du Guadalquivir (Rodriguez Vidal, 1989; Rodriguez Vidal et Flores Hurtado, 1991). La configuration des diaclases des argiles du Guadalquivir aurait son origine dans des mouvements survenus le long de fractures profondes de la base et qui se seraient transmis aux matériaux de la couverture tertiaire. On peut distinguer deux étapes : l'une en extension datant du Mio-pliocène et l'autre de signe contraire, c'est-à-dire, en compression (en direction approximative N-S) et quaternaire. Ces mouvements sont responsables de la formation de diaclases subverticales, qui seront décrites en détail plus loin.

#### 2.2

#### Stratigraphie

Sur la figure 1 on a dessiné le profil géologique transversal du bassin de pyrites depuis la digue occidentale jusqu'aux terrasses du fleuve Agrio. On observe la faible inclinaison (2-4 degrés) du contact



entre les sables basaux du miocène et la base paléozoïque de schiste. Un piézomètre installé à ce niveau a détecté une hauteur de pression d'eau proche de 85 m, c'est-à-dire que le niveau piézométrique de cet aquifère profond coïncide approximativement avec la surface du terrain. Au-dessus des sables, il y a une couche puissante d'argiles bleues et, au-dessus d'elles, des matériaux quaternaires.

Les carottes et échantillons extraits des argiles bleues du Guadalquivir mettent en évidence un matériau très homogène, massif, de couleur gris plomb, sauf dans les mètres situés immédiatement sous le toit de la formation où le matériau est plutôt ocre. Dans les mètres inférieurs de la base de la formation le caractère limono-sableux de l'argile augmente. Une caractéristique de cette argile est sa richesse en microfaune

W-E	Digue	Terrasses Quaternaires
		(gravier et sable)
Terrasses Quaternaires (gravier et sable)		6::::::::::::::::::::::::::::::::::::::
Sable Wildcelle	locene	
0 250 m		

**FIG. 1** Profil géologique transversal du bassin de stériles. Dans la série stratigraphique, on peut distinguer deux discordances, l'une avec un grand angle, entre la base paléozoïque et les unités miocènes, et l'autre avec un angle faible, entre ces dernières et les dépôts quaternaires. La série miocène présente une inclinaison entre 2 et 4 degrés vers le S-SE. Le profil est transversal à l'axe de la digue et montre la situation avant de la rupture.



RG 2 Stratification des argiles bleues. Joints horizontaux observés dans un affleurement du fleuve Agrio.

fossile et en grains de pyrite limonitisée de 1-2 mm. Dans les carottes récemment extraites et saturées, il est difficile de distinguer des détails structuraux. Pour les identifier, il convient d'exposer les surfaces qui viennent d'être cisaillées (avec une spatule ou un couteau) à un séchage partiel. Cela donne une idée du caractère homogène de la formation.

La météorisation superficielle a une puissance variable et est clairement caractérisée par la couleur beige de l'argile. Dans les sondages perforés, cette frange altérée a une épaisseur variable entre 2 et 5 m sous la terrasse fluviale. La météorisation peut atteindre des profondeurs plus grandes (10-15 m) le long des diaclases, qui peuvent être reconnues par les patines ocre qui les tapissent. L'extension de l'oxydation, en direction perpendiculaire aux diaclases peut être de 20-30 cm. Les argiles météorisées qui affleurent sont grises et beige-blanc, comme le montrent les affleurements qui apparaissent dans le bassin du fleuve Agrio, au NE du bassin de stériles (Fig. 2).

Les plans de stratification se détectent avec difficulté, du fait du caractère massif de la formation. Néanmoins, on a pu identifier, moyennant des critères divers, tels que l'observation des alignements des micronodules de limonite ou des joints parallèles qui ressortent lors d'un séchage plus intense (Fig. 3), la présence de couches ou niveaux plus obscurs et l'orientation des fossiles. Dans tous les cas, on observe le caractère subhorizontal des plans de sédimentation.



FIG. 3 Stratification des argiles bleues : joints subhorizontaux avec espacements de 10-15 mm observés sur la carotte.

Appartenant au Quaternaire, on a identifié cinq terrasses alluvionnaires du fleuve Agrio, disposées d'une façon échelonnée. Elles reposent directement sur le substrat argileux. La digue du bassin de stériles, du côté oriental, repose sur la terrasse T3. Cette terrasse a une couche mince supérieure de limons sableux en couleur brun-rouge (80-100 cm), suivie d'une couche plus puissante (3,30-3,60 m) de gravier arrondi de schiste et quartzite dans une masse limono-sableuse brun-rouge. Le contact avec les argiles inférieures est légèrement discordant puisque la terrasse est presque horizontale. Ce contact est érosif et peut montrer des ondulations locales. Son épaisseur, qui a été mesurée dans beaucoup des sondages perforés, peut varier entre 4 et 6 m.

#### 2.3

#### Structure des argiles miocènes

On n'a identifié que deux types de discontinuités systématiques dans les argiles : les plans de sédimentation et les diaclases verticales ou quasi verticales. On a observé des diaclases dans les affleurements du lit dévié du fleuve Agrio et dans des tranchées d'observation proches du front de glissement. Sur la figure 4, on réunit les observations effectuées dans une de ces tranchées.



Une caractéristique commune à toutes les observations est que les diaclases sont presque verticales (inclinaison qui varie entre 80 et 90 degrés). On distingue trois familles dont la prédominante est orientée selon la direction NE-SW. D'autres caractéristiques mesurées dans les diaclases sont : espacement de 30-40 cm, continuité supérieure à 2-5 m et surface très polie, parfois avec des stries fines, et des rainures allant jusqu'à 10 mm d'épaisseur et parallèles aux stries. Les stries dans les diaclases suggèrent l'existence de glissements avec une forte composante verticale.

Le flux brusque de stériles qui a succédé à la rupture a entraîné dans sa phase finale de grands blocs d'argile qui ont été disséminés en un large éventail. Ces blocs flottaient sur le flux de vase, probablement parce que leur densité était inférieure à celle des stériles fluidifiés. Ils sont restés exposés à l'air pendant un certain temps ce qui a permis d'observer en détail la structure de l'argile. Sur la figure 5, on observe l'un de ces blocs, de forme étonnamment parallélépipédique et aux arêtes très marquées. Les plans qui délimitent ces blocs doivent correspondre à la structure décrite précédemment de diaclases et de plans de sédimentation. Ainsi, le plan qui apparaît sur le devant de la photographie, en beige, peut correspondre à une diaclase recouverte par une patine d'oxydation associée probablement à des écoulements d'eau. Ce plan dans sa situation originale serait vertical.



qui eu lieu après la rupture de la digue.

Généralement, l'inclinaison oscille entre 2 et 4 degrés vers le SE ou le S-SE. Ces orientations sont cohérentes avec l'orientation régionale des matériaux miocènes. Dans les affleurements du fleuve Agrio on a mesuré des plans continus de dizaines de mètres (12-30 m). Cette observation s'arrête seulement dans les zones météorisées ou couvertes de colluvions, ce qui implique une grande continuité des plans de sédimentation. L'espacement est très variable. Les plans de stratification peuvent être regroupés en bandes de plans très proches les unes des autres (centimètres) et séparées par des tronçons de matériau intact. Cette morphologie peut être observée dans les affleurements du fleuve Agrio et dans les sondages. L'espacement des plans d'une bande est petit (5-15 mm) et l'épaisseur moyenne de ces dernières peut être de 45 cm. L'espacement entre les bandes varie entre 0,4 et 4,6 m (une moyenne de 2,3 m). Ces valeurs sont purement illustratives car elles se basent sur un nombre limité d'observations. Dans les carottes, les plans de sédimentation sont plans et lisses, polis, avec la présence occasionnelle de patines. Dans les affleurements du fleuve Agrio, où la météorisation est faible, on a observé des plans lisses et striés (Fig. 6), même si la rugosité de ces dernières est apparue faible.



FIG. 6 Plan de stratification lisse et strié dans le bassin du fleuve Agrio.

Il est difficile de décider, lorsqu'on analyse les données recueillies, si les plans de sédimentation ont été soumis, dans leur histoire géologique, à des mouvements relatifs de cisaillement capables de réduire la résistance disponible jusqu'à des valeurs résiduelles. Probablement, ces phénomènes n'ont pas connu un développement généralisé. Mais, il reste certain que les plans de sédimentation, d'une grande continuité, sont des surfaces de faiblesse par rapport à la masse d'argile intacte. En fait, comme on discutera plus loin, les caractéristiques géométriques de la rupture semblent être directement en rapport avec l'orientation des plans de sédimentation.

## Description de la rupture de la digue d'Aznalcóllar

#### 3.1 Aspects généraux

3

La digue de stériles d'Aznalcóllar a approximativement une forme rectangulaire et une surface de quelque 200 ha (Fig. 7). Elle est divisée en deux parties par une jetée. La zone Sud était employée pour le stockage des résidus de pyrites et la zone Nord pour le stockage des résidus de pyroclastes (même si tout récemment on y a stocké aussi des résidus de pyrites).

La rupture de la digue, immédiatement au nord de la jetée qui séparait les bassins N et S, s'est produite à cause d'un glissement profond de type translationnel ayant une surface de rupture principale située dans les argiles bleues. La surface de rupture affecta une section de quelque 600 m de digue et sa base immédiate (terrasse fluviale T3 et une couche inférieure d'argile de quelque 10 m de puissance). Ce mouvement déplaça la digue de quelques dizaines de mètres vers l'est sans presque la déformer (Fig. 8). Le mouvement affecta presque toute la digue E de retenue du bassin de pyrites et une petite section additionnelle, vers le Nord, appartenant au bassin de pyroclastes. Le mouvement s'arrêta brusquement à quelque 150 m au nord de l'intersection de l'axe de la jetée de séparation des bassins et de la digue périmétrale. En ce point, l'orientation de la dique périmétrale était clairement vers le NNW, ce qui supposait un changement d'orientation de l'axe de la digue de quelque 20 degrés par rapport à celui de la digue SE. Le glissement différentiel entre les deux sections de la digue causa une déchirure dans la digue périmétrale, qui a permis le déversement des stériles comme s'il s'agissait d'une coulée fluidifiée de boues. Le glissement vers l'est de la digue périmétrale brisa la connexion de la jetée centrale avec la digue périmétrale, entraînant également une sortie des résidus du bassin de pyrites. La brèche qui a été ouverte fonctionna comme une lance ou portillon dirigé vers le NE, ce qui explique que la coulée de boues remonta, de presque 1 km, dans le bassin du fleuve Agrio.

Suite à la coulée initiale, des boues se sont déposées à côté de la brèche ouverte dans la digue, où l'on pouvait observer des blocs en enrochement provenant de la digue et même des blocs d'argile bleue. L'érosion associée au déversement changea la forme initiale de la brèche de la digue et l'augmenta, ce qui eut comme conséquence de canaliser progressivement le courant de boue vers l'est.



RG. 7 Plan du bassin de stériles d'Aznalcóllar.

La rupture qui eut lieu dans la matinée du 25 avril 1998 fut apparemment rapide. En effet, la ronde d'inspection effectuée à 0 h 30 n'a pas signalé des signes anormaux de comportement. A 1 h, on a détecté une panne électrique qui affecta le côté oriental du pied de la digue. A 3 h 00, on a découvert que la digue était craquelée et le niveau de boue dans le bassin de pyroclastes avait descendu brusquement. La rupture dura sûrement moins d'une demi-heure (entre 0 h 30 et 1 h).

#### 3.2

#### Déplacements et déformations de la digue

La comparaison entre la position originale de la digue et après la rupture a permis de connaître précisément les mouvements produits. Cette information est dessinée sur la figure 8. Dh et Dv sont les déplacements horizontaux et verticaux. La digue a glissé vers l'est avec des directions variables entre 93 et 100 degrés et sans subir de distorsion ni de changement de niveau. Le déplacement le plus grand, de plus de 50 m, correspond à la section centrale de la digue glissée. Cette section est la plus proche du méandre du fleuve Agrio. Une comparaison des détails topographiques de la digue avant et après le mouvement permet aussi d'estimer précisément les déplacements horizontaux d'une série de points tout au long de la digue. On a dessiné des segments droits qui montrent les détails du mouvement. Du côté nord de la brèche, la digue n'a presque pas subi de mouvement. La forme de la brèche (côté nord) et l'orientation des diaclases subverticales dans l'argile suggèrent que la rupture a traversé la digue le long d'une diaclase prédominante orientée NE-SW. Cette diaclase marquerait la limite nord du mouvement.

Les glissements verticaux mesurés dans les bornes sont dirigés vers le bas (on les a représentés avec un signe négatif sur la figure 8) et sont petits (1,4-2,4 m) si on les compare avec les déplacements horizontaux. Les pentes qu'on calcule pour ces mouvements (3,3 degrés, 1,6 degré, 2,9 degrés, 4 degrés...) suggèrent que l'ensemble a glissé le long des plans de stratification.

Au nord de la brèche, les forces de cisaillement se sont réduites rapidement lorsque les lèvres de la fracture initiale se sont séparées. C'est-à-dire que la section de la digue stable au nord a été soumise à un effort déstabilisant moins grand que celui associé à un simple cisaillement, au droit de la brèche initiale. Le schéma de la figure 9 suggère que la brèche initiale peut avoir eu une largeur en couronnement de quelque 14 m. S'il n'y avait pas eu un mouvement d'ouverture qui impliquait l'orientation différente du vecteur de glissement et la direction de la diaclase limite du glissement, il est probable que la brèche ne se serait pas produite, en raison de la largeur considérable de la digue dans la section brisée (45 m) (Fig. 8). Après la rupture initiale, le déversement augmenta la taille de la brèche et modifia sa forme de telle sorte que le bord méridional s'est orienté progressivement vers l'est en cherchant la pente maximale, vers le bassin de fleuve Agrio.

#### 3.3

#### Tête du glissement à l'intérieur du bassin

Le glissement provoqua une dépression dans le bassin de stériles de pyrite, dont l'extension est identifiable malgré l'érosion postérieure, qui eut lieu lorsque les stériles fluidifiés sortirent du bassin sous forme d'un courant de boue. La falaise de la tête du glissement fait limite à l'ouest avec cette dépression et on peut observer un certain alignement droit N-S sur la figure 10.



**FIG. 9** (a) Schéma du mécanisme d'ouverture de la brèche. La diaclase indiquée (NE-SW) marque, dans les argiles, la limite nord du glissement. Au sud de cette diaclase, la digue glisse essentiellement vers l'est (glissement d); (b) Un glissement pur de cisaillement dans le plan de rupture n'aurait pas ouvert une brèche franche en la digue et probablement aurait évité la coulée brusque des boues.



**FIG. 8** Position de la digue avant et après la rupture. On a indiqué les déplacements des jalons topographiques et des tours électriques (Dh : déplacement horizontal, Dv : déplacement vertical, négatif lorsqu'il descend). On montre les déplacements horizontaux observés en d'autres points supplémentaires.

Les résidus ont été capables de maintenir les talus presque verticaux, ce qui explique que la falaise en tête du glissement soit située à quelque 100 m du couronnement de la digue. Sa hauteur totale à côté de la jetée qui séparait les deux bassins est approximativement de 19m. On observa des volcans de boue disséminés au fond de cette dépression, et qui démontrent la liquéfaction des stériles lors du mouvement. La dépression, qui augmenta progressivement en amont du pied de la digue pendant le glissement, a conduit à la formation de fissures et ruptures sur les deux côtés (W et E). La première rupture affecta les résidus et une partie de l'argile, tandis que la seconde affecta le pied de la digue et une partie des niveaux inférieurs d'argile.



**FIG. 10** Vue vers le SW de la zone glissée. On observe la cicatrice en tête du glissement, définie par un escarpement droit. Les escarpements en arc qu'on observe à l'intérieur du bassin de pyrites à l'ouest – à droite – de cette cicatrice correspondent à des glissements secondaires, formés après le glissement qui affecta la digue. Ces glissements ont contribué à la vidange du bassin. A gauche de la brèche, on observe clairement le cône de coulée avec des blocs de dimensions métriques.

#### Le pied du glissement

3.4

Le pied du mouvement fut rapidement détruit à cause de la construction des bermes et l'enlèvement des boues. Les photographies prises après la rupture et la topographie disponible aident néanmoins à reconstruire sa morphologie. Les échantillons prélevés ont permis d'examiner les aspects de la structure du pied du mouvement. Le mouvement a provoqué des renflements parallèles aux remblais. La surface du terrain apparaît pliée et crevassée (Fig. 11).

Le mouvement de l'ensemble n'était pas rectiligne et montrait une certaine rotation vers le Sud. Le niveau du terrain augmente néanmoins au pied des remblais, selon la morphologie bombée qu'on a mentionnée auparavant. On a mesuré une augmentation de 7 m au point de la zone centrale du glissement où les déplacements horizontaux étaient maximaux. Les observations faites sur les échantillons ont démontré que des chevauchements et plis se sont produits au front du glissement en provoquant l'émergence de couches d'argile sur la terrasse alluvionaire actuelle du fleuve Agrio.

**FIG. 11** Vue vers le nord de la digue glissée et du pied du glissement. Dans ce dernier, on a enregistré un renflement du terrain suivi par la formation de crevasses (qu'on observe au milieu de la photographie).



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE № 126-127 1ª et 2ª trimestres 2009

#### La surface de glissement

Dans le bassin de pyrites la surface d'argile en contact direct avec les résidus, n'a pas pu être érodée et fait donc partie de la surface de glissement. Cette information, les colonnes lithologiques des sondages perforés et l'analyse des structures de chevauchement au pied du glissement ont permis de situer la surface de glissement.

Les sondages ont quelquefois montré des plans de cisaillement formant des angles très petits avec un plan de sédimentation à surface striée. C'est le cas de l'échantillon qui apparaît sur la figure 12. On a interprété que ce plan de cisaillement faisait partie de l'intersection de la surface de rupture avec le sondage.

Dans les sondages, les plans de cisaillement peuvent être regroupés en bandes. Celles-ci peuvent être interprétées comme des zones de cisaillement intense subhorizontal, contenant des familles de plans locaux de cisaillement d'inclinaison très variable. Dans quelques cas, deux surfaces de cisaillement (supérieure et inférieure) limitent une bande de cisaillement montrant une grande inclinaison. Dans d'autres cas, une surface de cisaillement subhorizontal peut donner lieu à des plans de cisaillement divergents d'inclinaison modérée. Les plans de cisaillement peuvent apparaître isolés, avec des surfaces lisses ou striées. On a aussi détecté des plans de cisaillement subverticaux, probablement suivant des diaclases de l'argile, où les stries sont subhorizontales. Ces mouvements différentiels permettent d'accommoder la variation du déplacement observé le long du tracé de la digue.

#### Caractéristiques géotechniques des stériles

4

Les stériles sont des boues de pyrite, des gangues non métalliques et d'autres métaux. Suite à l'extraction, une suspension dans l'eau de ces particules est déplacée, par pompage, vers les bassins de stériles. Les boues contiennent aussi des oxydes, du sulfate calcique et des réactifs chimiques. Les particules solides dérivées du processus d'exploitation sont fines à cause du broyage des minéraux. Prédominent les dimensions de limon (inférieur à 80 µm) et de sable fin. Après son déversement par pompage, il reste un sol granulaire saturé, de haute porosité dont les caractéristiques géotechniques ont été étudiées sur échantillons de bloc et des échantillons prélevés dans des sondages à l'aide d'échantillonneurs à paroi mince. Non seulement la détermination des paramètres de base d'identification géotechnique était intéressante, mais aussi l'étude de la possibilité de liquéfaction statique (c'est-à-dire sous charge monotone) ainsi que la quantification de la perméabilité et du niveau de cimentation.

#### Identification géotechnique

4.1

Dans aucun cas, on a détecté une quelconque plasticité pour les stériles de pyrite qu'on a décrit, selon la classification de Casagrande, comme ML (limon de faible plasticité, dans ce cas nulle). Le matériau du bassin Sud peut être classifié comme un limon (pourcentage de 100 % des particules inférieures à 75 µm). Les pyroclastes (du bassin Nord) sont plus hétérogènes, généralement de grain plus gros (sable fin), spécialement dans les 10 m inférieurs de résidus. On n'a de même détecté aucune plasticité pour ce matériau et les échantillons ont été classifiés comme SP (sable propre mal gradué) ou ML en général.

La densité du solide dans le bassin de pyrites est très constante et proche de 4,3 g/cm<sup>3</sup>. La variation de la densité naturelle par rapport à la profondeur est indiquée sur la figure 13. La valeur dans le bassin de pyrites est de quelque 3,1 g/cm<sup>3</sup>. Dans le bassin de pyroclastes les densités naturelles du stérile ne dépassent pas les 2.0-2.1 g/cm<sup>3</sup> dans les 10 m inférieurs. Au-dessus, les 10 m prennent des valeurs similaires à celles mesurées dans le bassin de pyrites. Dans les mètres supérieurs, on enregistre, néanmoins, une réduction systématique de la densité naturelle dans les deux bassins.

La variation de l'indice des vides est très grande, spécialement dans le bassin de pyroclastes (e : 0,4-1,05). Dans le bassin Sud, pourtant, les indices sont plus raprochés (e : 0,5-0,8). La porosité atteinte par un matériau granulaire est très sensible aux conditions de déposition et granulométrie. Les variations dans la position des versements et la propre nature des solides





Plan de cisaillement horizontal strié et poli suivant un plan de stratification. Dans la partie supérieure de la carotte, on observe un laminage (L0) parallèle au plan de stratification. On pense que ce plan de cisaillement correspond à la surface de rupture.

en suspension ont conduit à des porosités très différentes. La granulométrie et le fait que les stériles de pyrite (bassin Sud) soient restés saturés un mois après la rupture, indique que ces matériaux ont une perméabilité très faible. Si les charges (ou décharges) étaient rapides, les stériles réagiraient d'une façon non drainée.





#### Essais mécaniques

Les 28 échantillons testés à l'essai triaxial montraient un comportement qualitatif très similaire. Sur la figure 14, on résume ce comportement à l'aide du cheminement en contraintes effectives (p', q : Cambridge) obtenu lors d'un essai non drainé sur un échantillon qui était prélevé à 20,90-22,00 m de profondeur (indice de vides,  $e_i = 0,733$ ).

La pente initiale correspond à une trajectoire drainée, avec  $K_0 = 0.5$ , appliquée afin de restituer l'état initial de contraintes *in situ* dans l'échantillon. A la fin de cette phase drainée, on a augmenté le déviateur sans changer le volume. L'échantillon réagit dès le premier moment en augmentant positivement la pression interstitielle jusqu'à proximité de l'envelope de rupture. A cet endroit-là, le signe de génération des pressions d'eau s'inverse : le sol tend à se dilater et les incréments négatifs de pression d'eau s'accumulent. Dès lors, l'échantillon subit de grandes déformations. L'état final indique la formation d'un plan typique de rupture, même s'il n'est pas très marqué. Une fois la déformation verticale arrêtée, le sens de la génération de pressions d'eau s'inverse à nouveau. Des pressions positives se produisent, ce qui explique la diminution du déviateur, qui suit à peu près l'enveloppe de rupture. Dans cette dernière phase, la distorsion de l'échantillon est déjà très grande.

A partir de ces résultats, il est possible d'obtenir un angle de frottement  $\varphi'$  pour chaque échantillon testé. On observe que  $\varphi'$  est élevé et varie entre 37 degrés et plus de 42 degrés. On n'a pas trouvé de corrélation entre  $\varphi'$  et la taille moyenne du grain (D<sub>50</sub>) ou l'indice de vides. Un aspect à souligner est, qu'en aucun cas, on a observé des conditions de liquéfaction statique.

Dans les essais de cisaillement direct drainés, si on considère les valeurs de pic, on obtient un angle de frottement de 41 degrés et une cohésion de 17 kPa. Dans les courbes contraintes de cisaillement-déplacement, on a observé qu'il existait des phénomènes modérés de pic avant d'atteindre les conditions « résiduelles » à la fin de l'essai. Les conditions résiduelles correspondent à c' = 0;  $\varphi'$  = 41 degrés. On détecte ainsi une faible, mais significative, cimentation des stériles. Finalement, on vérifie que les angles de frottement mesurés dans les essais de cisaillement coïncident avec les valeurs élevées mesurées dans les essais triaxiaux.

On a fait aussi des essais de compression simple en assurant dans tous les cas la saturation des échantillons. On a mesuré des résistances en compression simple notables (100-200 kPa dans les mètres au centre de l'épaisseur de stériles) qui indiquent à nouveau une certaine cimentation. Dans tous les échantillons testés (sauf pour un) on a observé des plans de rupture caractéristiques qui formaient un angle de 60-70 degrés par rapport au plan horizontal. Les courbes contrainte-déplacement montrent fréquemment un pic marqué de résistance.

Dans les essais œdométriques, on a constaté que le coefficient de consolidation,  $c_v$  et la perméabilité, K, augmentent de façon modérée avec la contrainte. Il est possible que cette augmentation soit associée à une destruction de la cimentation des échantillons. En tout cas, il est intéressant de constater que les perméabilités moyennes varient de  $10^{-6}$  à  $10^{-7}$  cm/s, des valeurs qui sont légèrement inférieures à celles dérivées de la granulométrie. On confirme ainsi la perméabilité relativement faible de ces résidus. On a mesuré des modules confinés significatifs et on a observé une importante rigidité des échantillons les plus profonds, qui sont aussi les plus vieux. Cette tendance peut être encore associée à la cimentation.

La déformation à long terme (mesurée à partir du coefficient  $c_{\alpha}$ ) semble dépendre aussi de la profondeur et donc de l'âge des échantillons. La chute de  $c_{\alpha}$  qu'on peut observer à partir d'une certaine contrainte de confinement (une tendance qu'on observe aussi dans la perméabilité), peut être une conséquence des liens de cimentation.

#### Caractéristiques géotechniques de l'argile bleue de fondation (« marnes bleues du Guadalquivir »)

#### 5.1

5

#### Identification basique

On présente sur la figure 15 les valeurs de teneur en eau et densité naturelle en fonction de la profondeur. La teneur en eau est raisonnablement constante (30-35 %) sauf dans quelques échantillons qui ont des valeurs anormalement élevées. Ces échantillons avaient très peu de



**FIG. 14** Essai triaxial des stériles de pyrite. Trajectoires de contraintes (profondeur : 21,04-21,19 m).



consistance (boue) et avaient été probablement altérés pendant la perforation. La densité naturelle, si l'on élimine ces échantillons altérés, est aussi raisonnablement uniforme par rapport à la profondeur (1,9-1,98 g/cm<sup>3</sup>).

Ces résultats montrent qu'il n'y a pas d'hétérogénéité significative lorsqu'on compare les sondages représentés sur la figure 15 : tous les résultats semblent correspondre à une seule formation du point de vue géotechnique. Logiquement l'indice des vides est aussi sujet à une dispersion analogue des valeurs de teneurs en eau (et de densité naturelle) et varie, sauf dans les échantillons « boueux », entre 0,8 et 1.

Les courbes granulométriques montrent un pourcentage très élevé (> 98 %) de matériau fin (limon et argiles). La proportion de particules d'argile (< 0,002 mm) est également élevée (47-58 % et 53 % de moyenne). La plasticité de ces argiles est élevée et on les classifie comme MH (limons de haute plasticité) ou CH (argiles de haute plasticité). Le poids spécifique des particules était très homogène ( $\gamma_s$  = 2,71-2,72 g/cm³).

#### 5.2

#### Essais de cisaillement direct sur des carottes

Ces essais sont particulièrement intéressants pour rechercher les conditions du glissement. En effet, l'appareil de cisaillement direct reproduit approximativement les conditions contrainte-déformation existantes le long de la surface basale de glissement dans l'argile. On a réalisé les essais dans les différents équipements de cisaillement disponibles en laboratoire. On a testé des échantillons de 50-60 mm de diamètre et 26 mm en hauteur. Les équipements furent étalonnés pour éliminer toutes les déformations qui ne proviendraient pas des échantillons d'argile. On a réalisé trois essais, à des contraintes normales effectives différentes, sur trois échantillons taillés à partir de la même carotte. Les contraintes verticales effectives varient entre 100 et 800 kPa. Avant l'application de la charge, le sol a été saturé par inondation. La première phase de l'essai est une consolidation sous charge verticale imposée. Lorsque les déformations de consolidation indiquaient que le processus était en phase secondaire, on a cisaillé le sol en conditions drainées. Une étape typique de chargement jusqu'à rupture durait un jour. La vitesse de cisaillement était approximativement de 0,005 mm/min, afin d'atteindre des conditions drainées. L'essai se terminait donc à 6-8 mm de déplacement relatif.

Les résultats permettent de faire les remarques suivantes.

• Les échantillons testés ont un comportement quasi fragile caractéristique : elles atteignent un pic de résistance au cisaillement à un glissement relatif de 0,5-1,5 mm (dans le rang de contraintes effectives normales de 100-400 kPa). Après le pic, une chute brusque de la résistance suivie d'une diminution plus progressive et constante a lieu jusqu'à ce qu'on atteigne la limite du déplacement relatif de l'appareil. Ce comportement est décrit par les paramètres caractéristiques suivants : les valeurs de  $\tau_p$  (contrainte de pic) et  $\tau_r$  (contrainte à la fin de l'essai); le coefficient  $I_r = (\tau_p - \tau_p)/\tau_p$  qui indique l'intensité de la chute de résistance (indice de fragilité) ; et le déplacement relatif pour atteindre le pic, d<sub>p</sub>.

• Pour estimer l'anisotropie de comportement de l'argile, on a fait des essais de façon à ce que la surface de rupture soit alignée avec la direction verticale ( $\alpha = 90$  degrés) ou à 45 degrés de l'horizontale ( $\alpha = 45$  degrés). Ces essais ont été réalisés sur des échantillons situés à des niveaux proches de la position de la surface principale de rupture. Ces échantillons offrent donc des données de déformation et résistance au cisaillement suivant trois directions : horizontale ( $\alpha = 0$  degré), commune avec le reste des essais ; verticale ( $\alpha = 90$  degrés) et inclinée ( $\alpha = 45$  degrés).

• L'indice de fragilité I<sub>f</sub> a les valeurs limites théoriques suivantes : I<sub>f</sub> = 0 (comportement ductile) et I<sub>f</sub> = 1 (perte totale de résistance après le pic). I<sub>f</sub> est contrôlé par la contrainte moyenne, comme on l'indique sur la figure 16. Sa valeur diminue en fonction de  $\sigma'_n$ . Dans le domaine des contraintes effectives normales qui existaient au niveau de la surface du glissement dans l'argile, I<sub>f</sub> varie entre 0,4 et 0,65. On n'a pas trouvé de variations très significatives de la fragilité dans les plans verticaux ( $\alpha = 90$  degrés) et inclinés ( $\alpha = 45$  degrés) lorsqu'on les compare avec les plans horizontaux. Pour ces orientations non horizontales, I<sub>f</sub> est situé au-dessus de la tendance moyenne dessinée sur la figure, mais le nombre d'essais n'est pas suffisamment élevé pour conduire à un incrément significatif de I<sub>r</sub>.

La figure 18 reproduit une courbe typique déplacement relatif *vs* contrainte de cisaillement, mesurée dans un échantillon situé à 9 m en dessous du toit de l'argile. Sur cette courbe, on observe les caractéristiques décrites précédemment et associées au comportement quasi fragile des argiles.

• Le déplacement au pic ne varie pas vraiment par rapport à la contrainte moyenne normale effective. Dans le domaine des contraintes normales existantes *in situ* au niveau de la surface de rupture, le pic est atteint lorsque les déplacements relatifs ne dépassent pas 1 mm.

• La forme de la courbe post-pic suggère que la chute brusque de résistance est associée à une perte de cimentation de l'argile. Cette chute brusque est suivie d'une chute plus graduelle lorsque le déplacement rela-





tif augmente. Cette deuxième réduction de la résistance peut être associée à des changements dans la microstructure de l'argile et au réarrangement progressif des particules d'argile le long des plans de cisaillement. Ce processus a nécessité de grands déplacements relatifs (décimètres, et peut-être mètres) pour atteindre des résistances minimum, vraiment résiduelles. A partir



des courbes de contrainte-déplacement relatif, on a estimé la chute de la résistance associée à la perte de cimentation ( $\tau_{\rm b}$ ). Cette composante de la résistance est comparée avec la perte de résistance observée dans les essais de cisaillement direct ( $\tau_{\rm p} - \tau_{\rm final}$ ) et avec la perte maximale de résistance lorsqu'on atteint les conditions résiduelles ( $\tau_{\rm p} - \tau_{\rm res}$ ) (Fig. 18). En moyenne, la rupture des liens de cimentation suppose 55 % de la chute de résistance observée dans les essais de cisaillement et 35 % de la chute maximale possible de résistance. Dans le domaine de contraintes testées (100-800 kPa) la com-



posante de cimentation ne semble pas diminuer avec la contrainte de confinement.

• L'indice qui définit la fragilité de l'argile bleue du Guadalquivir (( $\tau_p - \tau_{res}$ )/ $\tau_p$ ) prend des valeurs proches de celles d'autres argiles surconsolidées de plasticité élevée comme c'est le cas de l'argile de Londres, qui a fait l'objet de très nombreux tests (Fig. 19). I<sub>r</sub> varie entre 0,9 et 0,7 lorsque la contrainte effective de confinement varie entre 50 et 350 kPa approximativement (c'est un intervalle représentatif du confinement effectif le long de la surface de glissement ayant affecté la digue). Les valeurs élevées de I<sub>r</sub> indiquent que l'argile est susceptible de connaître des phénomènes de rupture progressive.

 Lorsqu'on recueille toutes les valeurs de pic mesurées, sauf celles des échantillons remaniés, on peut calculer les valeurs moyennes suivantes : c'p = 65 kPa,  $\phi'_{p} = 24,1$  degrés (Fig. 20). La dispersion est, néanmoins, significative. La droite qui unit les valeurs de résistance minimale de la figure 20 conduit à  $c'_p = 30$  kPa et  $\phi'_p = 18$  degrés. Si l'on examine toutes les valeurs de résistance à la fin de l'essai, on obtient c'<sub>r</sub> = 0 kPa et  $\phi'_r = 21,2$  degrés. La dispersion expérimentale suggère que  $\phi'_r$  (fin de l'essai) peut varier entre 15 et 23 degrés. • L'anisotropie est faible. En effet, les paramètres de déformation pour  $\alpha = 45$  degrés et  $\alpha = 90$  degrés, indiqués auparavant peuvent difficilement se distinguer de ceux obtenus lorsqu'on teste les plans horizontaux. Néanmoins, les enveloppes de résistance montrent des valeurs un peu supérieures (valeurs de pic). Ceci peut être constaté sur la figure 21, qui regroupe tous les essais effectués sur l'échantillon M3 du sondage S3-1. L'augmentation de résistance par rapport aux plans horizontaux est petite mais significative.

bien définis, à surface lisse. Les fragments, qui ont un volume de plusieurs mètres cubes, ne semblent pourtant pas brisés ou distordus (Fig. 5). Dans deux de ces grands fragments, on a prélevé un total de trois échantillons de forme cubique. Sur ces échantillons, on a essayé de tester au cisaillement direct quelques surfaces de discontinuité de l'argile, même s'il n'est pas possible d'identifier clairement leur nature. Pour cela, on a réalisé en laboratoire des essais en taillant des échantillons cylindriques traversés par une discontinuité. Cette discontinuité, essentiellement plane, est disposée de telle sorte que son orientation soit parallèle au plan moyen de cisaillement de la boîte de cisaillement direct.

période de séchage au grand air, des diaclases et joints

La procédure d'essai fut, à partir de ce moment, similaire au reste des essais de cisaillement direct. Après une phase de saturation et consolidation, on a appliqué des cycles de déplacement en cisaillement. Des cycles de charge et décharge ont été appliqués à ces échantillons afin d'accumuler des déplacements relatifs dans le plan de cisaillement. Les courbes de contrainte de cisaillement-déplacement montraient un comportement ductile. Sur la figure 22, on a réuni sur une même courbe les contraintes de la première rupture et les contraintes finales ou résiduelles pour les deux échantillons. Avec elles, on peut obtenir une enveloppe résiduelle (c' = 0,  $\phi' = 11 \text{ degrés}$ ), même si les résistances obtenues à basses contraintes ( $\sigma'_n \cong 100 \text{ kPa}$ ) sont un peu plus grandes que ne l'indiquent les valeurs choisies de c' et  $\phi'$ . On a aussi réalisé un essai de cisaillement sur un échantillon de grand volume (230 cm<sup>2</sup> en surface). Dans ce cas, on a mis en contact des plans naturels de discontinuité. L'essai a eu lieu sous  $\sigma'_n = 435$  kPa et on a mesuré une contrainte de cisaillement  $\tau = 110$  kPa. On calcule donc un angle de frottement de 14 degrés.



#### (valeurs de pic).

#### 5.3

#### Essais de cisaillement direct sur des discontinuités dans les échantillons en bloc

On a prélevé des échantillons en bloc dans quelques grands fragments d'argile transportés par la coulée de boues. Ces fragments montrent clairement, après une



En résumé, les surfaces de discontinuité de l'argile montrent une résistance très inférieure à celle qu'on a mesuré sur les échantillons d'argile intacte à partir des essais de cisaillement direct. On compare ensuite les angles de frottement mesurés dans ces discontinuités aux angles de frottement résiduels mesurés dans l'appareil de cisaillement annulaire. Il est intéressant de constater que la teneur en eau et la densité naturelle des échantillons est similaire à celle obtenue dans les échantillons des sondages. C'est-à-dire que la période d'exposition à l'atmosphère n'a pas modifié la teneur en eau des échantillons en bloc prélevés.

#### Essais de cisaillement annulaire

On a employé du sol remanié provenant des échantillons récupérés dans les sondages et les blocs. On a imposé des charges verticales de 200 kPa ou de 700 kPa. La vitesse de rotation (0,024 degré/min) impliquait des conditions drainées pour les échantillons de 5 mm d'épaisseur. La teneur en eau antérieure à l'essai (sur échantillons saturés) était généralement entre 31 et 34 %, valeurs qui sont très proches de la teneur en eau naturelle.



Les contraintes de cisaillement à la rupture sont représentées sur la figure 23. On peut établir une droite moyenne caractérisée par un angle résiduel  $\varphi'_{res} = 13$  degrés. Sur de nombreux échantillons, on a mesuré aussi des angles compris entre 11-12 degrés. On n'a pas trouvé de variations significatives de l'angle de frottement résiduel avec la profondeur dans les 20 m supérieurs de la formation d'argiles bleues, ce qui est une nouvelle constatation de l'homogénéité minéralogique de l'argile.

On a effectué aussi des essais avec des échantillons d'argile plus altérée (de couleur ocre) et intacts (de couleur grise) préparées à partir des échantillons de bloc. La droite moyenne de résistance obtenue, conduit à  $\phi'_{res} = 10$  degrés. Les différences entre les deux échantillons ne sont pas très significatives. Si la résistance résiduelle est calculée avec  $\phi'_{res} = 11$  degrés et en utilisant les valeurs des paramètres moyens de pic mentionnés auparavant (c'\_p = 65 kPa;  $\phi'_p = 24,1$  degrés), l'indice de fragilité devient supérieur aux valeurs de I<sub>f</sub> basées sur la résistance finale des essais de cisaillement. On obtient ainsi la courbe I<sub>B</sub> de la figure 16. Pour le niveau de contraintes normales effectives existant le long de la surface de rupture ( $\sigma'_n = 100-350$  kPa), on calcule des valeurs de I<sub>B</sub> = 0,7-0,8.

En somme, l'enveloppe de résistance de l'argile, mesurée sur des plans horizontaux dans les échantillons extraits de sondages peut se caractériser par des paramètres de pic c'<sub>p</sub> = 65 kPa et  $\varphi'_p$  = 24,1 degrés même si on accepte une certaine dispersion. Les valeurs minimales de pic sont caractérisées par c'<sub>p</sub> = 30 kPa et  $\varphi'_p$  = 18 degrés. La perte de cimentation immédiatement après le pic, réduit la cohésion effective à des valeurs très petites. A partir de ce moment, la résistance au cisaillement du matériau peut être décrite moyennant seulement un angle de frottement (cohésion nulle). Après la perte de la cimentation, l'angle de frottement apparent reste approximativement proche des valeurs de pic. Un déplacement relatif additionnel le long de la surface de cisaillement de guelque 6 mm (valeur maximale atteinte dans les essais de cisaillement direct) fait que l'angle de frottement effectif est compris entre 18 et 20 degrés approximativement. L'angle de frottement résiduel, mesuré non seulement dans l'appareil de cisaillement annulaire, mais aussi dans l'essai de cisaillement direct sur des discontinuités, est de 11-12 degrés. La figure 24 représente cette évolution de l'enveloppe de rupture par rapport à la déformation relative le long de la surface de cisaillement.



5.5

#### Essais de compression simple

On a obtenu des résistances à la compression simple,  $q_u$ , qui varient entre 200 et 450 kPa et qui augmentent de façon perceptible avec la profondeur. Dans ces essais, on a, à nouveau, observé le caractère fragile de l'argile. Un plan de rupture bien défini se formait généralement et la résistance chutait à des valeurs très basses après un pic très marqué. En chargement, on a mesuré des modules élastiques très variables (9,2-34,3 MPa). Il s'agit de modules moyens pour des incréments de déformation relativement élevés (1-2 %).

#### Essais triaxiaux

Les essais furent réalisés à l'aide d'un équipement moderne du type stress path, qui permet une haute résolution dans la mesure des contraintes, des pressions d'eau et des déformations. Typiquement, on atteint un pic marqué dans la courbe contrainte de cisaillement-déformation de cisaillement pour des valeurs de  $\varphi' = 31-39$  degrés. Après le pic, l'échantillon devient plus dilatant et, pour les conditions finales de l'essai (déformations verticales d'environ 25 %), l'angle de frottement chute à 15-21 degrés. On peut observer de nouveau le comportement fragile de ce matériau, cette fois en conditions non drainées.



Le coefficient A (Skempton) de génération de pression interstitielle montre la transition entre un comportement légèrement contractant dans la phase initiale de charge déviatorique à un comportement dilatant lorsqu'il s'approche la rupture de pic. La valeur A = 0,33 correspond aux conditions élastiques et elle est probablement une situation moyenne acceptable pour les conditions *in situ*. Cela implique que les incréments de pression interstitielle sont approximativement égaux aux incréments de contrainte moyenne totale.

Les modules non drainés mesurés (70-115 MPa) sont supérieurs à ceux obtenus dans les essais de compression simple et sûrement plus réalistes, puisque dans ce cas on a reproduit des conditions de confinement plus proches de celles existant *in situ* et on a mesuré plus précisément les déformations (les modules cités correspondent à des déformations inférieures à 0,2 %).

#### Essais œdométriques

5.7

Avec ces essais, on a cherché à obtenir le coefficient de consolidation,  $c_{v'}$  pour des états de contraintes similaires aux valeurs *in situ*. La succession de charges appliquées n'est pas celle des essais conventionnels et indique l'objectif poursuivi. C'est pour cela qu'on a étudié en détail les courbes de déformation en fonction du temps pour des contraintes proches des contraintes verticales *in situ*. La détermination du module de déformation œdométrique dans ces mêmes essais permet aussi d'obtenir le coefficient de perméabilité.

La détermination des paramètres s'est faite moyennant une procédure d'ajustement automatique entre le modèle et les résultats expérimentaux. Le critère d'ajustement était la minimisation de l'erreur quadratique moyenne. Le modèle considère une déformation finie initiale lorsqu'on applique une nouvelle charge, la théorie classique de la consolidation et une phase de consolidation secondaire qui commence quand on atteint 90 % de consolidation primaire. Les valeurs des paramètres du modèle ( $\delta_{o}, c_{v'} E_{m'}, c_{o}$ ) sont déterminées moyennant la méthode d'analyse à rebours citée. Les prévisions du modèle et les résultats de tous les essais furent en général très proches.

La dispersion trouvée dans le coefficient de consolidation,  $c_v$ , est relativement faible. La majorité des résultats se situe dans l'intervalle  $c_v$ : 0,5 à 1,5 x 10<sup>-3</sup> cm<sup>2</sup>/s. La moyenne est  $c_v = 1 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s. La perméabilité (qu'on déduit par le calcul à partir de  $c_v$  et  $E_m$ ) varie entre 2 et 7 x 10<sup>-9</sup> cm/s. Lorsqu'on admet pour l'argile une rigidité plus grande que celle mesurée dans l'oedomètre, la perméabilité réelle de l'argile peut être même inférieure (dans la même proportion que l'incrément du module). On n'observe pas de changements significatifs dans  $c_v$  et K dans les vingt premiers mètres d'argile.

#### 5.8

#### Déterminations minéralogiques et chimiques et observations au microscope électronique

L'argile bleue du Guadalquivir a comme minéraux essentiels non argileux la calcite et le quartz, qui, ensemble, peuvent représenter 30 % des minéraux présents. Le reste correspond à des minéraux d'argile. Parmi les minéraux de l'argile, prédomine la smectite calcique, avec des proportions significatives de smectite potassique. La composition minéralogique est complétée, en proportions variables mais généralement faibles, d'illite et kaolinite (Tsige, 1998).

On était aussi intéressé à connaître la composition chimique et minéralogique des surfaces naturelles de discontinuité. C'est pour cette raison qu'on a pris des échantillons de poudre sur les surfaces de discontinuités naturelles présentes dans les échantillons en bloc décrits auparavant. On n'a observé aucun changement dans la minéralogie. Dans les analyses chimiques réalisées, on a découvert une similitude presque complète. Seul le contenu en fer variait, ce qui expliquait les changements en couleur (ocre jaunâtre, gris verdâtre). On estime que ces différences ont une origine naturelle, liée aux processus d'altération et de circulation d'eau le long des diaclases proches du toit des argiles. En effet, le petit écoulement d'eau qui s'est mis en place dans la masse d'argiles était associé à un processus de consolidation à cause de la charge des résidus et de la digue, et était majoritairement dirigé vers les alluvions supérieures.

On a réalisé aussi de nombreuses observations au microscope électronique à balayage, afin de comprendre la microstructure des argiles bleues. Il était aussi intéressant d'étudier la structure des plans de cisaillement. C'est pour cette raison qu'on a examiné des échantillons extraits des sondages. Dans guelquesuns, on a provoqué une rupture par traction afin d'observer la matrice de l'argile. Dans les autres, les observations ont eu lieu le long des plans de cisaillement, lorsqu'on a effectué les essais de cisaillement direct. L'unité structurale de base de ces argiles est l'agrégat de particules d'argile, qui a une forme ellipsoïdale de quelque 7-10 µm de largeur et un diamètre proche de 5 µm (voir Fig. 25). Les pores non accessibles à l'écoulement libre d'eau ont des diamètres moyens qui ne dépassent pas 1 ou 2 m. Ces petits diamètres expliquent la faible perméabilité des argiles bleues.

Lorsqu'on soumet à un cisaillement les agrégats, ceux-ci se déforment et les particules s'orientent parallèlement à la surface de déformation intense de cisaillement. La porosité de cette surface diminue aussi. De cette façon, la résistance au cisaillement disponible est proche du frottement intrinsèque minéral-minéral (approximativement, 5 degrés dans les montmorillonite, 10 degrés dans les illites et 15 degrés dans les kaolinites). Ces valeurs expliquent les angles faibles de frottement résiduel mesurés. L'altération qu'on observe dans les échantillons de tons brun ou ocre renforce la structure en agrégats de particules et tend à augmenter la porosité accessible. Le matériau altéré est moins plastique et plus ductile (Tsige, 1998).

On trouve beaucoup de microfossiles dans l'argile bleue. Ils sont parfois disséminés dans la masse argileuse ou peuvent s'agglomérer en bandes plus épaisses. La plupart de la teneur en calcite de l'argile, mentionnée auparavant, correspond à cette microfaune fossile. La cimentation de ces argiles miocènes est donc modérée, inférieure à celle qu'on pouvait espérer dans une argile marneuse surconsolidée qui aurait une teneur en calcite similaire.



FIG. 25 Surface de discontinuité naturelle dans l'échantillon extrait du sondage. Grossissements 3000.

#### Pressions d'eau et contraintes dans la fondation

6

Si on arrive à reproduire les mesures de pression interstitielle dans une section transversale à la digue, non affectée par le mouvement (bassin Nord), moyennant un certain modèle de calcul, il sera possible d'appliquer ce même modèle aux conditions de la zone glissée au moment correspondant au commencement de la rupture. De cette façon on pourra déduire les pressions qui régnaient aux alentours de la surface de rupture quelques instants avant la rupture. Ces pressions serviront alors à effectuer l'analyse de stabilité qui sera discutée plus loin. Cela a été, essentiellement, la méthodologie employée pour déduire les pressions interstitielles.



#### Modèle de calcul des pressions interstitielles

On a développé un modèle de calcul, relativement simple, mais basé sur des solutions analytiques, ce qui confère une bonne fiabilité aux calculs effectués. Le modèle, qui demande le développement d'un programme de calcul spécifique, a les caractéristiques suivantes :

-les contraintes sur le terrain de fondation se calculent selon les solutions analytiques disponibles pour la charge en remblai (déformation plane) (Poulos et Davies, 1974). A partir de la superposition des solutions élémentaires incrémentales, il est possible de reproduire l'histoire de la charge équivalente à la construction par phases de la digue et à l'élévation du niveau des résidus. Ce calcul se réalise en simplifiant la séquence de construction par une série distribuée dans le temps de changements instantanés de hauteur. Si l'on adopte un nombre d'étapes assez élevé, il est possible de reproduire approximativement une augmentation continue de la hauteur de la digue et du niveau de stériles dans le bassin ;

– après l'application instantanée d'une charge extérieure (en surface), des pressions interstitielles égales à l'incrément de la contrainte moyenne dans chaque point sont générées. Cette approche est correcte sous un régime élastique. Cette hypothèse est suffisamment exacte en raison des résultats des essais triaxiaux non drainées sur des échantillons d'argile ;

-les incréments instantanés de pression interstitielle se dissipent au cours du temps, selon la théorie unidimensionnelle de la consolidation, vers les couches drainantes situées en surface (alluvions supérieures) et en profondeur (aquifère perméable inférieur). Les pressions d'eau dans le contour supérieur sont contrôlées par l'existence de la digue : en amont de la membrane d'imperméabilisation la pression d'eau au contact entre les alluvions et l'argile correspond à la hauteur de stériles ; en aval de la membrane on suppose, selon les mesures piézométriques dans les alluvions, qu'il y a un niveau phréatique libre, dont la valeur coïncide approximativement avec la surface des alluvions ; -les pressions interstitielles à chaque temps sont calculées par superposition des pressions correspondant à chaque phase constructive.

Évidemment, il s'agit d'une procédure approximative qui ne tient pas compte des conditions d'écoulement bidimensionnel. Néanmoins, la position de la surface de rupture dans les niveaux supérieurs du dépôt argileux miocène indique que la direction de l'écoulement à cette cote sera essentiellement ascendante. Ainsi, les gradients verticaux de contrainte moyenne (et donc de pression d'eau instantanée initiale) sont petits dans les couches supérieures de l'argile. On comparera plus loin les solutions de ce calcul analytique avec les résultats du calcul, moyennant un programme bidimensionnel d'éléments finis.

Sur la figure 26, on indique la progression de la hauteur de la digue à partir du 1<sup>er</sup> janvier 1978 et la séquence incrémentale adoptée dans le calcul. Cette séquence correspond à la section de la digue glissée et aussi, assez approximativement, à la section voisine, vers le Nord, où se situe la section 1 de référence (Fig. 7). On a modélisé non seulement une augmentation de la hauteur de la digue, mais aussi de sa largeur en amont, tout en maintenant avec peu de variations les pentes de ses faces amont et aval, en accord avec ce qui a été construit (voir Fig. 27).

#### 6.2

#### Pression d'eau dans la section 1 (bassin de pyroclastes)

On a effectué les calculs, en variant le coefficient de consolidation, c,, des argiles miocènes. Pour effectuer une simulation précise, on a besoin de reproduire la décharge associée à l'érosion que les stériles ont subie dans le bassin aux alentours de la section 1 et qui a été estimée à partir de la restitution photogramétrique effectuée après la rupture. Elle est indiquée sur la figure 28. Parallèlement à la réduction du poids des stériles, une diminution de hauteur d'eau a eu lieu dans le bassin. C'est pour cette raison que l'on suppose, après la rupture, une petite charge d'eau libre dans la digue : 2 m au-dessus des alluvions. Les calculs ont été réalisés au moment de la stabilisation des piézomètres à corde vibrante installés (octobre, 1999).

Sur la figure 28, on représente les résultats du calcul et on les compare avec les mesures de pressions interstitielles décrites dans la section 1. La comparaison implique non seulement le profil transversal de pressions (d'amont en aval) des piézomètres les plus profonds, mais aussi les profils ou «isochrones» qu'on peut dessiner pour chacun des sondages instrumentés. Sur la figure, on représente les pressions d'eau qui correspondent aux deux valeurs du coefficient de consolidation,  $c_v : 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  (0,0086 m²/jour) et 2,3 x  $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  $(0,02 \text{ m}^2/\text{j}).$ 

Ces deux valeurs de c, reproduisent assez raisonnablement les mesures in situ. Si l'on prend en compte la dispersion habituelle des valeurs de perméabilité (et de c.), l'intervalle indiqué pour les valeurs de c<sub>v</sub> semble petit. La différence la plus grande existe entre les pressions d'eau calculées et celles mesurées dans le piézomètre le plus haut situé sur l'axe de la digue. La cause de cette différence est l'épaisseur plus grande de la couverture alluvionnaire existant en ce point, et reflétée dans la colonne stratigraphique du sondage. Cela veut dire que l'épaisseur de l'argile située au-dessus du piézomètre est plus petite que celle estimée dans les calculs. La concordance entre les calculs et les mesures dans le reste des piézomètres est meilleure, ce qui donne une bonne fiabilité aux valeurs de c, qu'on a obtenu moyennant cette procédure.









## Pressions d'eau sous la digue (bassin de pyrites)

La phase suivante était le calcul des pressions d'eau dans la surface de rupture peu après cette rupture. Pour cela, on a employé le poids spécifique des stériles du bassin du Sud (3,1 t/m<sup>3</sup>) et on a fait coïncider le temps de calcul avec la date de la rupture.

Sur la figure 28, on a représenté la pression d'eau dans un plan horizontal à l'intérieur de l'argile bleue, situé 14 m en dessous de l'appui de la digue. Il correspond à la position approximative de la surface de rupture. Cette figure indique que les pressions le long de ce plan étaient beaucoup plus élevées que celles qui correspondraient à une hypothèse d'écoulement stationnaire d'eau à travers la digue et la fondation.

Le calcul indique que la pression d'eau a augmenté sans interruption jusqu'aux premiers mois de 1990. A cette date, la digue avait déjà augmenté de quelque 23,5 m en largeur et hauteur. Dès lors, le rythme d'élévation de la hauteur diminue significativement et la dissipation de pressions d'eau est suffisante pour que les pressions d'eau n'augmentent plus. En effet, les pressions d'eau diminuent un peu jusqu'à la derrière phase de surélévation (à partir de la moitié de 1996), où elles recommencent à augmenter légèrement.

#### 6.4

#### Contraintes sous la digue (bassin de pyrites)

On a calculé aussi les contraintes de cisaillement ( $\tau$ ) et normales effectives ( $\sigma'_n$ ) sur le plan de rupture. Le rapport ( $\tau/\sigma'_n$ ) peut se traduire comme un angle de frottement mobilisé localement qui s'exprime en degrés comme :

$$\phi_{mov} = \arctan\left(\frac{\tau}{\sigma'_n}\right)$$

La variation de l'angle de frottement mobilisé le long du plan de rupture, à mesure qu'on construit la digue, est indiquée sur la figure 29. Cette variation peut être décrite comme une onde qui se déplacerait vers l'aval au fur et à mesure que l'on construit la digue. L'intensité de l'angle mobilisé augmente aussi d'une façon significative, à cause de l'incrément de contrainte de cisaillement et de la difficulté de dissiper les pressions interstitielles. L'impossibilité de résister à ces frottements mobilisés cause une rupture progressive, qui s'étendra en amont et en aval des pics de l'angle de frottement visibles sur la figure 29.

La construction lente de la digue se traduit par une extension croissante de la zone affectée par cette rupture progressive. En effet, la variation réelle de l'angle de frottement mobilisé ne pourra être égale à celle indiquée sur la figure 29, puisqu'il existe dans chaque point une limite, contrôlée par le frottement disponible dans le plan correspondant de l'argile. Cet angle sera, à son tour, fonction des caractéristiques résistantes du plan et de l'histoire antérieure des déformations. Le phénomène est donc bien plus compliqué que celui reflété sur la figure.

Si l'on accepte que les angles maximaux de frottement disponible dans les plans de sédimentation sont compris entre 20 et 25 degrés, il apparaît que le phénomène de rupture progressive a pu commencer à se développer dès que la digue a atteint 17-18 m en hauteur. Si le frottement disponible dans ces plans est plus faible, il est même possible que la redistribution des contraintes associée à la construction de la digue se soit produite auparavant.

La distribution des angles mobilisés à l'intérieur de l'argile est elle aussi significative. Sur la figure 30, on a dessiné la distribution correspondant à une hauteur et une extension maximales de la digue en aval. Le rapport  $\tau/\sigma'_n$  atteint une valeur maximale à une certaine profondeur en dessous du pied aval de la digue. Cette valeur maximale se déplace vers l'aval au fur et à mesure que la digue augmente en hauteur et en largeur, ce qui a été reflété sur la figure 30. Il est raisonnable de penser que la position du futur plan de rup-



ture était initialement contrôlée par cette distribution d'angles de frottement mobilisé et aussi par la présence des plans de sédimentation. Il devient intéressant de constater que la position des angles maximaux de frottement mobilisé est proche de la future surface de rupture. Ce fait confirme que la première rupture locale des plans d'argile fut associée à la position des angles maximaux de frottement mobilisé. Le déplacement de la digue en aval a supposé aussi la décharge partielle des forces de cisaillement maximales, lorsqu'un point générique à l'intérieur de l'argile « voyait » s'éloigner le pied de la digue. La valeur absolue des contraintes de cisaillement n'est pas très élevée. Dans le plan de rupture et avec une hauteur maximale de la digue, on calcule des valeurs inférieures à 130 kPa. Cette valeur maximale est située à la verticale du pied de la digue. Les contraintes tangentielles augmentent en profondeur, mais non l'angle de frottement mobilisé comme déjà vu. Le fait que les contraintes de cisaillement dans le futur plan de rupture soient modérées et certainement plus petites que la résistance non drainée de l'argile bleue, suggère que le mécanisme de rupture non drainé n'a pas joué un rôle déterminant dans la rupture produite.





## Analyse de la rupture par équilibre limite

#### 7.1

#### Caractéristiques des analyses

En dépit de leur simplicité, les analyses par équilibre limite fournissent des informations importantes pour mieux comprendre les mécanismes d'instabilité. On a employé la méthode de Morgenstern-Price pour calculer les ruptures non circulaires et la méthode de Bishop modifiée pour les ruptures circulaires. Les calculs d'équilibre limite ont été effectués en employant le code informatique SLOPE/W. La plupart des analyses ont été développées avec des surfaces de glissement non circulaires afin d'approcher la géométrie réelle de la rupture décrite auparavant.

La section adoptée pour le calcul est indiquée sur la figure 31 et représente, d'une façon schématique, la situation de la digue au moment de la rupture. Le couronnement est à la cote 68,5 m et a une largeur de 27 m. Le talus en amont a une pente de 1,9 : 1 et celui en aval, 1,3 : 1. Le corps de la digue est formé par un remblai de schistes et une couche d'argile colluviale rouge qui recouvre la face amont de la digue pour imperméabiliser le bassin. On a supposé que les stériles sont situés à 1 m en dessous du couronnement (c'est-à-dire à la cote 67,5) et qu'ils sont surmontés par une couche d'eau d'une épaisseur de 50 cm. La géométrie adoptée est quelque peu idéale, mais elle contient les éléments fondamentaux du problème de stabilité.

La zone supérieure du terrain naturel est occupée par des alluvions perméables de 4 m d'épaisseur. En dessous, une épaisse zone d'argiles bleues est considérée jusqu'à la base de la géométrie de calcul. Les argiles se divisent en une série de couches pour faciliter la définition des différentes caractéristiques et conditions hydrauliques. Il y a une membrane d'imperméabilisation qui commence dans le tapis d'argile rouge, traverse les alluvions et pénètre dans les argiles. Même si elle n'intervient pas dans le problème de stabilité, la membrane imperméable affecte la distribution des pressions interstitielles de la fondation. Les caractéristiques des matériaux (densité et paramètres résistants) sont détaillées dans le tableau I.

Les niveaux piézométriques dans les argiles ont été obtenus par les calculs décrits dans le chapitre antérieur. Étant donné qu'il a été possible de comparer le modèle employé et les mesures *in situ*, on peut supposer, d'une façon assez fiable, que la distribution des pressions interstitielles est très proche de la réalité. Sur la figure 31, on peut observer les différentes hauteurs piézométriques employées. Il est évident que les pressions interstitielles ont atteint des valeurs très élevées (conditions artésiennes) au moment de la rupture. Dans les alluvions en aval de la membrane, on considère qu'il y a un équilibre hydraulique avec le niveau d'eau de la couche supérieure. On suppose que le corps de la digue est parfaitement drainé.



#### Analyse à rebours de la rupture du bassin

Pour mener à terme l'analyse à rebours de la rupture, on a employé des surfaces non circulaires qui dans l'argile ont une inclinaison de 2 degrés, par rapport à l'horizontale vers l'aval. On a réalisé des calculs avec différentes valeurs de l'angle de frottement dans l'argile et, dans chacun d'eux, on a obtenu la surface de glissement critique. Une valeur de l'angle de frottement de l'argile de 17 degrés conduit à un coefficient de sécurité de 1,007. Cette valeur de l'angle de frottement, compris entre la valeur de pic et résiduelle, implique l'existence de phénomènes de rupture progressive.

On a employé la géométrie générique antérieure dans toutes les analyses comparatives ainsi que dans toutes les analyses de sensibilité aux différents facteurs décrits ci-après. Néanmoins, dans un cas, la géométrie a été modifiée pour examiner l'effet de la présence du méandre du fleuve Agrio aux alentours du bassin. En employant le même angle de frottement de 17 degrés on obtient un coefficient de sécurité de 0,987, c'est-àdire, en pratique, le même que celui du cas antérieur.

Le coefficient de sécurité trouvé pour la surface de glissement observée n'est pas une valeur minimale absolue. Si l'on suppose que l'argile bleue est homogène, la surface de glissement critique s'approchera beaucoup plus d'une forme circulaire. Le coefficient de sécurité obtenu dans ce cas est très inférieur à 1 (égal à 0,72), mais il est peu réaliste. En effet, pour atteindre la valeur 1, il faut que l'angle de frottement dans les argiles augmente jusqu'à 21,5 degrés. Ce résultat indique que l'instabilité était significativement affectée par la structure de l'argile, plus précisément par la présence de plans de sédimentation. Une argile vraiment homogène aurait conduit à une surface de glissement plus proche de la forme circulaire.

D'une façon similaire, on a étudié la variation du coefficient de sécurité avec la profondeur. Le coefficient de sécurité minimal correspond à une surface de glissement très profonde, plus de 20 m en dessous du toit de la

TABLEAU I Caractéristiques des matériaux employés dans l'analyse par équilibre limite.

Matériau	Densité (kN/m³)	Angle de frottement (degrés)	Cohésion (kPa)	
Stériles	31	37	0	
Argile rouge	21	27	0	
Digue 20		40	0	
Alluvions 20		35	0	
Argile bleue	19,5	Variable		

TABLEAU II

Résultat des calculs d'équilibre limite en supposant une résistance plus petite dans les plans de sédimentation (coefficient de sécurité = 1 dans tous les cas).

Résistance de l'argile bleue en masse		Angle de frottement dans le plan de sédiment à la rupture (c' = 0)	
c' (kPa)	φ' (degrés)	φ' (degrés)	
65	24	12,5	
40	24	13,5	
20	24	14,5	
0	24	15,5	
0	17	17	

couche d'argile, une profondeur qui est très supérieure à celle de la rupture réelle. Cette observation s'explique par le fait que, dans les phases antérieures de construction de la digue, les contraintes les plus déstabilisantes et donc les plus grandes déformations ont eu lieu dans les zones les plus superficielles, où elles ont enclenché un phénomène de rupture progressive. Dans des phases postérieures, les phénomènes de rupture progressive ont continué essentiellement dans les zones déjà endommagées. En conséquence, la résistance à grande profondeur était en réalité bien supérieure à celle des zones les plus superficielles, et la rupture s'est finalement produite dans une zone intermédiaire. Il existe aussi la possibilité de ce que les valeurs de résistance de l'argile soient effectivement un peu inférieures dans les couches les plus superficielles, même si des évidences en faveur d'une hétérogénéité de ce type soient rares.

On peut alternativement calculer le coefficient de sécurité en supposant que le plan de sédimentation est une surface de faiblesse où les phénomènes de rupture progressive se concentrent. Ainsi une hypothèse plausible serait que l'argile, en dehors du plan de sédimentation présenterait des paramètres de résistance plus proche de ceux de pic et plus éloignée des valeurs résiduelles.

Dans le tableau II on détaille les valeurs de l'angle de frottement du plan de sédimentation nécessaires à l'équilibre strict pour différentes valeurs des paramètres de résistance dans l'argile en masse. Pour cette dernière, on a supposé des valeurs de la cohésion progressivement décroissantes et une valeur unique de frottement de pic. On peut observer comment les angles de frottement du plan de sédimentation varient entre des valeurs proches de la valeur résiduelle (12,5 degrés) et des valeurs intermédiaires (15,5 degrés) selon la valeur de cohésion.

#### 7.3

## Stabilité des phases intermédiaires de construction

On a analysé, non seulement la situation finale de la digue immédiatement avant la rupture, mais aussi le degré de stabilité dans les phases intermédiaires de construction suivantes :

– Cote de couronnement de la digue :	54,3 m
Largeur de couronnement :	14 m
Temps de consolidation :	2 220 j
- Cote de couronnement de la digue :	62,65 m
Largeur de couronnement :	14 m
Temps de consolidation :	3 740 j
– Cote de couronnement de la digue :	65 m
Largeur de couronnement :	37 m
Temps de consolidation :	4 280 j

L'origine des temps de consolidation est établie au 1/01/1978. Les pressions d'eau employées dans chaque cas varient avec la profondeur et leurs valeurs ont été déduites des calculs décrits dans le chapitre antérieur.

Les coefficients de sécurité obtenus pour une surface de glissement horizontale, 10 m en dessous du toit des argiles, sont présentés dans le tableau III. Il est intéressant de constater que le degré minimum de stabilité ne correspond pas à la phase finale, mais à une phase intermédiaire : lorsque le couronnement se trouve à la cote 61,65 m, juste avant l'élargissement de la digue en aval. On obtient le même genre de résultat lorsqu'on observe, dans ce tableau, les angles de frottement de l'argile nécessaires à l'obtention de l'équilibre strict.

TABLEAU III Degré de stabilité dans les phases intermédiaires de la construction de la digue.

Phase de construction Cote de couronnement	Coefficient de sécurité pour une valeur de $\phi' = 17$ degrés de l'argile	Angle de frottement de l'argile pour un équilibre strict (c' = 0) (en degrés)
54,3	1,06	16
62,65	0,89	19,5
65,0	0,98	17,5
68,5	1,04	16

Ce résultat peut sembler surprenant. Prima facie, il indique que si la valeur de l'angle de frottement de l'argile était constant, la rupture aurait eu lieu longtemps avant (vers 1988), lorsque la digue était moins haute et avant qu'elle ne soit élargie en aval. De fait, les résultats de ces analyses donnent une indication très importante que la rupture progressive a joué un rôle significatif dans le développement de l'instabilité. L'accumulation de déformations causées par la construction progressive de la digue a fait chuter la résistance moyenne de l'argile à des valeurs suffisament basses pour produire une rupture. Si l'instabilité avait eu lieu à cause d'une surface de rupture pré-existante, les résultats obtenus indiquent que cette instabilité se serait produite longtemps avant. De toute façon, il est probable que la dique ait subi des situations critiques proches de la rupture au cours de sa construction.

#### 8

#### Analyse de la stabilité par des méthodes d'éléments finis

#### Objectifs

8.1

Les méthodes des éléments finis, qui incluent des relations constitutives impliquant un ramollissement de la résistance au cisaillement, conduisent à des résultats non objectifs, qui dépendent de la taille et de l'orientation du maillage. Même s'il existe différentes approches pour régulariser le problème, son emploi est peu habituel dans les cas pratiques. Dans cet article, on ne discute pas la modélisation du problème dans toute sa généralité, mais on prend en considération des effets partiels, en même temps significatifs. L'objectif de base est de contribuer à la compréhension des facteurs et des processus les plus pertinents.

Pour cette raison, on a développé deux types d'analyses : des analyses couplées écoulementdéformation pour étudier l'interaction existant entre construction, génération et dissipation des pressions d'eau et rupture, et des analyses avec des éléments joints pour l'étude du développement de la rupture progressive. Dans cet article, on présente quelques-uns des résultats obtenus dans les analyses couplées.

Le but des analyses couplées était de considérer, d'une façon intégrée, les effets de construction, génération de pressions d'eau, consolidation (dissipation des pressions), déformation du bassin de résidus et de sa fondation et, éventuellement, sa rupture. Ceci afin d'illustrer quelques processus importants du comportement contrainte-déformation du barrage, d'augmenter le degré de compréhension du problème et de constater que les mécanismes proposés pour la rupture sont cohérents entre eux.

On a employé deux modèles :

-M1 : on considère l'argile homogène ;

 M2 : on incorpore une zone spécifique qui correspond à la surface de rupture et le terrain immédiatement adjacent.

Pour chacun des modèles, on a effectué un certain nombre d'analyses. Dans ce chapitre, on ne présente que deux de ces calculs :

– M1a : analyse en employant le maillage M1 et les paramètres de résistance de pic pour l'argile ;

– M2a : analyse en employant le maillage M2 et en supposant que l'argile affectée par la rupture a des paramètres de résistance inférieurs à ceux de pic.



TABLEAU IV Caractéristiques des matériaux.

Symbole	Alluvions	Argile	Remblais	Stériles	Unités
$\gamma_{dry}$	20,0	21,0	20,0	31,0	kN/m³
$\gamma_{wet}$	20,0	21,0	20,0	31,0	kN/m³
E	20 x 10 <sup>3</sup>	40 x 10 <sup>3</sup>	$40 \times 10^{3}$	3 x 10 <sup>3</sup>	kPa
v	0,30	0,30	0,30	0,30	~
С	1,0	variable	<b>7</b> .	1,0	kPa
φ	35,0	variable	-	37,0	degrés
ψ	0,0	0,0		0,0	degrés
type	drainé	non drainé	drainée	drainée	
k	1,555 x 10 <sup>−3</sup>	1,555 x 10 <sup>-6</sup>	1,555 x 10 <sup>−3</sup>	1,555 x 10 <sup>-3</sup>	m/jour

Les analyses employées simulent la construction graduelle de la digue et du dépôt de résidus minéraux. Chaque étape de construction est divisée en deux phases successives : construction non drainée et consolidation. La phase de construction non drainée implique la génération de pressions interstitielles à cause de la charge appliquée. Même si la construction a été menée graduellement, on l'a divisée en 11 étapes dans les analyses. Dans chacune de ces étapes, on suppose que la construction se produit d'une façon instantanée et entraîne donc une réponse non drainée des argiles de fondation. Dans la phase de consolidation, c'est la dissipation partielle des pressions interstitielles entre deux étapes consécutives de construction qui est analysée.

Étant donné que, après chaque étape de construction, les valeurs aux limites hydrauliques en amont de la digue se modifient, la situation d'écoulement stationnaire vers lequel tendent les pressions d'eau change. De cette façon, on reproduit approximativement le processus réel de la construction, en ajoutant, d'une manière rigoureuse, l'interaction entre les aspects d'écoulement, contrainte-déformation et rupture. Dans quelques analyses, on a ajouté une phase initiale de réduction des paramètres pour examiner plus directement le mécanisme final de rupture.

Comme exemple, on présente un détail de la maille employée dans le modèle M2, dans laquelle on inclut explicitement la surface de glissement observée, 10 m en dessous du toit des argiles. La maille est composée de 3 184 éléments, 6 565 nœuds et 6 552 points de Gauss (Fig. 32). Le maillage adopté pour le modèle M1 est similaire mais il n'inclut pas la surface de rupture, puisqu'on suppose un comportement homogène de l'argile. On adopte un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE № 126-127 1ª et 2ª trimestres 2009 pour tous les matériaux. Dans ce modèle, on suppose une plasticité parfaite et on ne considère donc pas le radoucissement du matériau. Ainsi, le phénomène de rupture progressive n'est pas inclus dans ce genre d'analyse.

Les caractéristiques des matériaux employés sont présentées dans le tableau IV. On a simulé l'effet imperméabilisant de la couche d'argile rouge en amont et de la membrane par l'inclusion d'éléments « interface » qui évitent la circulation d'eau à travers eux. On a considéré 11 étapes de construction séparées par 10 étapes intermédiaires de consolidation ; en somme, il s'agit de 21 phases. Les analyses numériques ont été développées en employant le code d'éléments finis PLAXIS.

#### 8.2

#### Analyse avec argile homogène

Ces analyses correspondent au modèle M1. Dans l'analyse M1a, on a adopté les valeurs de résistance de pic des argiles, c'est-à-dire : cohésion, c' = 65 kPa et angle de frottement,  $\phi'$  = 24 degrés. On a constaté qu'il n'y a presque pas de points plastiques dans la future zone de rupture de l'argile pendant la construction de la digue. Ainsi, si le matériau de cimentation avait eu initialement sa résistance de pic, les phénomènes de rupture progressive n'auraient pas eu lieu, puisque la résistance disponible n'est en aucun cas dépassée. Ce résultat indique que, au moins dans quelques zones du terrain, une résistance plus petite opérait initialement.



A la fin de l'analyse M1a, l'état de la digue était assez éloigné de l'instabilité. Pour observer le mécanisme de rupture, on a effectué une phase complémentaire de calcul, en diminuant les paramètres de résistance jusqu'à causer l'instabilité générale. Le mécanisme de rupture est présenté en termes de contours de déformation de cisaillement sur la figure 33. On peut constater que la surface de glissement est circulaire et pénètre le massif en dessous de la profondeur observée de rupture. Ce genre de mécanisme coïncide avec ce qu'on a obtenu dans l'analyse d'équilibre limite, où la surface critique pour le terrain de cimentation homogène était aussi circulaire.

#### 8.3

#### Analyse avec une surface de rupture plane

La rupture réelle s'est produite essentiellement le long d'un plan. On a donc besoin de modifier le modèle pour simuler un mécanisme similaire. Pour cela, on emploi la maille M2, qui permet d'attribuer des caractéristiques diverses aux différentes zones de l'argile.

Les analyses en rupture plane supposent un problème intéressant. Si l'on choisit les paramètres de l'argile, afin de simuler la rupture à la fin de l'analyse (c'est-à-dire, reproduire la rupture au moment où elle a vraiment eu lieu), on observe que le bassin est instable dans la phase 11 et l'analyse ne peut pas continuer jusqu'à la fin. Cette observation coïncide avec les résultats des analyses d'équilibre limite qui identifiaient déjà cette étape intermédiaire comme une étape critique du point de vue de l'instabilité.

Pour éviter cette difficulté, on a employé dans l'analyse M2a deux groupes de paramètres de résistance, l'un plus résistant jusqu'à la phase intermédiaire critique et l'autre plus faible pour les phases suivantes. Il est certain que cette procédure n'équivaut pas à une modélisation de la rupture progressive mais elle est une forte indication du besoin de supposer une diminution de la résistance en cours de construction, si l'on veut représenter d'une façon adéquate le mécanisme réel de rupture.

Pour cette raison, dans l'analyse M2a, on a employé les paramètres suivants :

– argile dans le plan de rupture et zone supérieure :  $c' = 15,0/1,0 \text{ kPa}, \phi' = 21,5 \text{ degrés}$ 

- argile en dessous de la zone de rupture :

 $c' = 65 \text{ kPa}, \phi' = 24 \text{ degrés}$ 

La cohésion de 15 kPa correspond aux phases initiales et la cohésion de 1 kPa (valeur nominale nécessaire pour que le programme fonctionne convenablement) correspond aux phases postérieures à la phase intermédiaire critique. En assignant une résistance supérieure à l'argile en dessous du plan de rupture, on provoque indirectement la rupture le long de ce même plan.

Sur la figure 34, on présente les contours de pression interstitielle calculés pour la dernière phase. On constate que les valeurs maximales correspondent à la zone de charges maximales, sous les stériles, où elles ont plus de difficulté pour se dissiper. Sur la figure 35, on présente un profil de pressions interstitielles le long d'un plan situé 10 m en dessous du toit des argiles, calculé avec le programme d'éléments finis au moment de la rupture. On peut observer l'excellente correspondance avec le résultat obtenu en employant la méthode qu'on vient de décrire et qui est basée sur l'analyse élastique et la théorie de la consolidation unidimensionnelle.

On a constaté comment dans les étapes initiales de la construction, les zones de déformation de cisaillement maximale sont à chaque fois plus profondes jusqu'à atteindre le plan de rupture. On a observé aussi comment cette zone de grandes déformations s'étend à mesure que la digue avance. Les distributions de déformations en rupture rappellent clairement le mécanisme d'instabilité (Fig. 36).



Les paramètres adoptés montrent une retenue dans un état de rupture imminent à la fin du calcul conventionnel. Pour examiner le mécanisme de rupture, on a développé une phase complémentaire où, moyennant une réduction nominale des paramètres de résistance (moins de 3 %), on provoque l'instabilité générale du barrage et un développement infini de déplacements. Le mécanisme de rupture est présenté sur la figure 37 à l'aide du maillage déformé. On observe un grand glissement horizontal de la digue avec un coin en butée qui s'oppose au mouvement. Le déplacement calculé n'a aucune signification physique, mais il reflète le moment où l'analyse a été arrêtée. Si on ne l'arrêtait pas, l'analyse continuerait à enregistrer des déplacements d'une façon infinie. Une différence avec le mécanisme de rupture réel est l'absence de la diaclase verticale qui a limité la rupture en amont. Étant donné le caractère continu du modèle, l'analyse fournit les coins classiques de poussée active.

Sur la figure 39 on peut observer la succession d'incréments calculés de pression interstitielle dans la phase de construction et leur dissipation postérieure pendant les phases de consolidation en cinq points du





plan horizontal impliqué dans la rupture et indiqués sur la figure 38. On constate que le poids des matériaux placés au-dessus de chaque point est le facteur le plus important qui contrôle l'ordre de grandeur de la pression interstitielle générée. Les pressions d'eau plus fortes se trouvent sous les stériles qui ont une plus grande densité. On observe aussi que la dissipation des pressions interstitielles est très limitée et reflète la faible perméabilité du substrat argileux.

Sur la figure 40, on représente les contraintes tangentielles et les valeurs maximales admissibles, selon le critère de Mohr-Coulomb, des analyses M1a et M2a, le long du plan de rupture. Dans le cas de M1a, les contraintes tangentielles n'atteignent pas la valeur de plastification et on obtient essentiellement la solution élastique. On observe aussi qu'il existe une marge importante de résistance sur le plan de glissement. Par contre, dans l'analyse M2a, les contraintes tangentielles



n'ont pas pu continuer à augmenter, étant donné que la résistance maximale disponible a été atteinte dans quelques sections. Cela a supposé une redistribution des contraintes tangentielles qui augmentent sous la zone centrale de la digue. De la même façon, on peut constater que la marge de résistance disponible sur le plan est beaucoup plus petite.







#### Autres aspects de la rupture

Un aspect complémentaire de la rupture, directement en relation avec la structure et les caractéristiques de résistance de l'argile bleue, est le rôle joué par l'orientation et l'inclinaison des plans de sédimentation.

Les plans de sédimentation s'orientent en direction N 60° E, de telle sorte que les lignes de pente maximale se dirigent vers le S-SE. L'orientation de la digue dans le bassin Nord implique que la direction de la poussée des stériles est proche de la direction des plans de stratification. Pour cette raison, l'inclinaison apparente de la stratification dans des sections transversales à la digue est proche de zéro. Le changement d'orientation de la digue du bassin Sud (pyrites), qui est égal à 20 degrés approximativement, fait que, dans ce cas, la direction des poussées s'approche de la direction de pente maximale des couches d'argile. En effet, l'angle apparent d'inclinaison des argiles dans des sections transversales à la digue du bassin Sud est de 2 degrés. L'inclinaison réelle de la stratification de l'argile varie entre 2 et 4 degrés et sa valeur moyenne sur l'emplacement de la digue est de 3 degrés.

Ainsi, la stratification des argiles a favorisé le glissement de la digue du bassin Sud. On analysera cet effet moyennant un modèle simple qui permet de quantifier la variation de résistance au glissement associé à l'orientation de la digue par rapport à la stratification des argiles.

Sur la figure 41a, on montre une tranche de la digue appuyée sur un plan de stratification. On examinera les conditions de frottement sur le plan basal d'appui. L'horizontale du plan de sédimentation, la droite de pente maximale et la normale au plan qui forment ces deux dernières lignes sont les axes référentiels pour les forces essentielles qui contrôlent la stabilité de la digue : le poids, W, de la digue et du terrain de fondation qui l'accompagnait dans le mouvement et la poussée des stériles ( $E_1$  ou  $E_2$ ). E1 correspond à la poussée du bassin Sud, tandis que E2 correspond au bassin Nord. E<sub>1</sub> et E<sub>2</sub> sont perpendiculaires à la digue et on suppose qu'ils agissent en direction parallèle aux plans de sédimentation. Sur la figure 41b on représente ces forces dans les axes sélectionnés. Le poids W a été divisé en deux composantes :  $W_{n'}$  perpendiculaire au plan de stratification et W, en direction de la droite de pente maximale. Par équilibre des forces et en représentant les forces mentionnées par des vecteurs qui supposent que la résistance dans le plan de sédimentation est purement frictionelle (angle  $\varphi'$ ), la condition suivante est obtenue,

$$W'_{\rm n} \tan \varphi' = |\overline{F} + \overline{W}_{\rm s}|$$
 (1)

où  $W'_n = W_n - U = W\cos\alpha_b - U$ ; U est la résultante des pressions d'eau sur le plan de rupture, et  $\overline{F}$  est le vecteur de poussée ( $\overline{E}_1$  ou  $\overline{E}_2$ ).

La condition antérieure d'équilibre peut aussi s'écrire ainsi :

 $F^2+2~F.W.~\sin\alpha_b~.~\sin\alpha+W^2\sin^2\alpha_b-W_n'^2\tan^2\phi'=0~(2)$ 

Cette équation permet de trouver la force déstabilisante, F, selon son orientation,  $\alpha$ , qui est l'angle de F, par rapport à l'horizontale des plans de stratification.

On peut déterminer aussi la direction du mouvement. En équilibre strict, étant donné qu'il s'agit d'un mécanisme de rupture purement frictionnel, la direction du mouvement coïncide avec la direction de la force  $\overline{R} = \overline{F} + \overline{W}_s$  déstabilisante. De cette façon, on peut calculer facilement la direction du vecteur glissement, qui est caractérisé sur la figure 41c par l'angle  $\delta$ .

A partir des données connues du poids de la digue, du terrain de fondation déstabilisé et des pressions d'eau sur le plan de rupture, il est possible de trouver la variation de F par rapport à a sous des conditions d'équilibre strict. Cette relation pour un angle réel d'inclinaison de 3 degrés est dessinée sous forme de diagramme polaire sur la figure 42. Dans cette figure on a indiqué deux directions ( $\alpha = 13$  degrés et  $\alpha = 32$  degrés) qui correspondent à des orientations de la digue du bassin Nord et du bassin Sud respectivement.

Même si l'analyse n'est qu'approximative, on constate que la poussée par unité de longueur nécessaire pour déplacer la digue du bassin Sud (420 T/m pour  $\alpha$  = 32 degrés) est significativement inférieure à celle nécessaire pour déséquilibrer la digue du bassin Nord (538 t/m pour  $\alpha$  = 13 degrés). L'aspect intéressant de cette simple étude est l'apparition d'un incrément différentiel de poussée entre les deux orientations (la poussée la plus grande est 27 % supérieure à la poussée la plus petite). Cet incrément implique sûrement un faible changement du coefficient de sécurité si on le définit d'une façon conventionnelle comme le quotient entre les paramètres de résistance à la rupture et ceux mobilisés. Par contre, la force considérable résultant du changement de poussée nette nécessaire à la mobilisation du frottement à la base du glissement rend improbable l'occurrence d'un glissement dans la digue du bassin Nord.

Sur la figure 41, on a représenté aussi, par deux vecteurs, la direction du mouvement calculée comme indiqué auparavant. Ces vecteurs ne coïncident pas avec la direction de la poussée, mais ils s'approchent de la direction de l'inclinaison maximale. Ce résultat est cohérent avec l'observation que le mouvement de la digue Sud a eu une composante de rotation en quête de la direction Sud, c'est-à-dire, et c'est ainsi qu'on l'interprète, en quête de la direction de pente maximale des couches de l'argile.

10

#### Dynamique de la rupture

#### 10.1

#### Introduction

Dans peu de cas, on a assez de données pour analyser le mouvement d'une masse glissante lorsque la rupture a commencé. Cette analyse est utile lorsqu'on étudie le risque d'un glissement. Lorsque le glissement initial se transforme en un écoulement, il est possible de l'analyser par des méthodes de mécanique des fluides. Lorsque la masse glissante a subi une faible déformation l'analyse est possible en la considérant comme un solide rigide. Dans ce cas, les forces déstabilisantes (poids, poussées) et résistantes (efforts de cisaillement au long de la surface de glissement) doivent être estimées avec précision. Lorsque la surface de glissement est située dans des argiles surconsolidées, on doit envisager une chute progressive de la résistance jusqu'à des valeurs vraiment résiduelles.



FIG. 42 Diagramme polaire de forces F pour l'équilibre strict.

x

Les données disponibles sur le mouvement (par exemple, la longueur parcourue) offrent une bonne opportunité pour ajuster le modèle dynamique et donc pour évaluer l'hypothèse et les paramètres. La situation est similaire à la populaire analyse à rebours des conditions statiques de rupture d'un talus. On considère que cette méthodologie conduit, sous certaines conditions, à des estimations fiables des paramètres résistants. De plus l'analyse à rebours du mouvement peut fournir des données intéressantes sur l'évolution de la résistance des argiles soumises à des déplacements relatifs de cisaillement très intenses.

La rupture de la digue en enrochement du bassin d'Aznalcóllar offre la possibilité d'élaborer une analyse de ce genre à cause de la régularité du mouvement, de sa bonne identification topographique, de l'existence de données précises sur la distribution des pressions interstitielles et de l'effort mené pour l'identification géotechnique des argiles miocènes de la vallée du fleuve Guadalquivir. L'objectif de cet exercice est de fournir des données sur les aspects inconnus (vitesse du mouvement, durée du phénomène) de cette rupture mais aussi de ratifier certaines conclusions fondamentales sur son mécanisme. En effet, si, après la modélisation du phénomène, réalisée en employant des caractéristiques géométriques réelles, ainsi que les paramètres résistants et autres données jugés caractéristiques des matériaux, des déplacements proches de ceux mesurés sont obtenus, un élément supplémentaire de fiabilité et de cohérence est ajouté aux conclusions générales de l'analyse. Ce chapitre décrit le mouvement de la digue dans une perspective dynamique, à partir d'un modèle simple, où l'on a pourtant essayé de représenter correctement les facteurs fondamentaux.

#### 10.2

#### Modèle conceptuel

La reconstitution des détails de la rupture à partir des détails géométriques et géologiques suggère un modèle conceptuel qui, à son tour, peut se synthétiser dans un modèle mathématique. Sur la figure 43, on observe les éléments fondamentaux de cette reconstitution, dont les aspects les plus importants sont :

- en amont, la rupture, contrôlée par une diaclase quasi verticale parallèle et proche du pied de la digue, s'est étendue depuis l'argile vers le bassin de stériles le long d'un plan qui probablement était très vertical dans les instants qui suivent le commencement de la rupture. En effet, l'escarpement observable dans les stériles après la rupture, ne différait pas beaucoup, en plan, de la position initiale du pied de la digue en amont. C'està-dire que l'angle  $\beta_{est'}$  indiqué sur la figure 43, était élevé, probablement entre 70 degrés et 90 degrés ; -l'observation in situ indique qu'après la rupture, la surface en amont du remblai de la digue resta exposée sur une hauteur considérable (quelque 20 m). Les stériles en forme de coin, situés sur le parement amont avaient donc glissé, ou plutôt, étaient tombés vers la fosse grandissante causée par le propre mouvement de la digue et du terrain de fondation qui l'accompagnait. Le volume initial du coin de stériles affecté serait resté approximativement constant et cette condition permet de connaître, pour chaque déplacement (s), la hauteur de stériles sur le pied de la digue (h). La chute rapide des stériles conduit à sa liquéfaction, ce qui fournit une base simple pour le calcul des poussées sur le remblai et sa fondation lors de son parcours vers l'aval;

– la surface de rupture était inclinée de quelque deux degrés, en direction du mouvement, le plan de glissement étant sûrement une surface de sédimentation de l'argile. L'angle  $\alpha_{\rm base}$  indiqué implique une épaisseur légèrement croissante de la tranche de terrain naturel qui accompagnait la digue. La sortie de la surface de rupture vers l'extérieur était complexe et constituée par des couches de chevauchement, tel qu'on l'a observé *in situ*. Dans une première approximation, la sortie peut se matérialiser par un coin en butée appuyé sur un plan unique de pente sortie proche de 20 degrés. Sur ce coin, s'accumule une épaisseur croissante de matériau, en surface, qui en fait augmenter la résistance ;

-la distribution initiale des pressions interstitielles, tout au long de la surface de rupture, a été obtenue par la procédure décrite auparavant. Cette distribution a sûrement changé lorsque la digue s'est déplacée. Les points placés sur la surface de glissement ont reçu une charge mobile rapide qui, en aval de la digue, a supposé une augmentation des pressions d'eau et, en amont une diminution à cause de la réduction de la hauteur des stériles liquéfiés. Cette onde de pressions interstitielles a conduit à une variation des contraintes effectives sur le plan de glissement et donc à une variation de la résistance offerte par la surface de glissement. Le coin en butée en aval a subi de plus une modification des pressions interstitielles sur ses faces, qui doit être considérée.

Tous ces aspects peuvent se représenter à l'aide d'un modèle simplifié du mouvement. L'analyse a été effectuée en deux dimensions (section transversale). Dans la travée Sud de la digue glissée, le déplacement



augmente graduellement depuis le coin SE du bassin. Il devient maximum à proximité du méandre du fleuve Agrio. Dans le tronçon de digue, les efforts de cisaillement transmis entre sections du barrage sont probablement significatifs et expliquent l'augmentation du glissement vers le nord. A partir de cette section vers le nord, le déplacement reste constant, entre 45 et 55 m, dans une travée de quelque 250 m pour diminuer finalement jusqu'à la brèche de déchets. C'est dans cette travée de déplacement maximal de la digue, qu'il est particulièrement intéressant de faire l'analyse qu'on décrit par la suite, parce que les interactions entre cisaillements transversaux voisins étaient vraisemblablement réduites.

#### 10.3

#### Forces sur la masse en mouvement

L'ensemble digue et terrain de fondation glissé sera considéré comme une entité solide, auquel on peut appliquer la deuxième loi de Newton :

$$\sum \overline{F} = \sum \overline{F}_{d} + \sum \overline{F}_{B} = M\overline{a}$$
(3)

où l'on exprime que la résultante des forces motrices  $(\overline{F}_d)$  et résistantes  $(\overline{F}_p)$  exerce une accélération  $\overline{a}$  à l'ensemble digue-fondation, de masse M. Cette équation sera appliquée en direction horizontale. Moyennant l'intégration dans le temps de l'accélération  $\overline{a}$  on peut trouver des vitesses et des glissements. Les forces  $\overline{F}_d$  et  $\overline{F}_R$  dépendent, d'une façon *a priori* inconnue, du temps mais aussi du déplacement qui, lui, peut être approximé. Ainsi, l'équation différentielle (3), non linéaire, peut s'intégrer pas à pas.

#### 10.3.1

#### Force de poussée

Avant de se liquéfier, tant que le glissement de la digue restait petit (essentiellement s = 0), le coin de stériles limité par la pente en amont de la digue et par le plan quasi vertical de rupture dans les stériles (avec une pente  $\beta_{esl}$ ) occupait un volume V<sub>0</sub> (voir Fig. 43).

On calcule :

$$V_0 = 15.5 (51.3 + 27 \tan \beta_{est}) (en m^3)$$
 (4)

Lorsque la digue se déplace sur une distance s (horizontalement), les stériles liquéfiés occupent les volumes  $V_a$ ,  $V_b$  et  $V_c$  indiqués sur la figure 43. Ces volumes peuvent se calculer en fonction de h, la hauteur des stériles sur le pied du barrage en amont, l'épaisseur de sol de fondation qui accompagne la digue et l'inclinaison apparente du plan de rupture  $\alpha_b$  (Fig. 43) :

$$V_{a} = (e_{1} - s \tan \alpha_{b}/2) s ; V_{b} = s^{2} \tan \alpha_{b} (1 + 0.95 \tan \alpha_{b}) ;$$

$$V_{c} = (h m + f) (h - n)$$
(5abc)

Avec :

$$m = \frac{1}{2} (1.9 + \tan (90 - \beta_{ext}))$$
(5d)

$$f = s/2 \left(2 + 1.9 \tan \alpha_{\rm b} - \tan \alpha_{\rm b} \tan \left(90 - \beta_{\rm out}\right)\right) \quad (5e)$$

$$n = s \tan \alpha_{b}$$
 (5f

L'épaisseur  $e_1$  est calculée à partir de l'épaisseur de terrain de fondation en mouvement sous l'axe de la digue,  $e_{p}$ , comme :

$$e_1 = e_R - 65,7 \tan \alpha_b \tag{6}$$

(typiquement, 
$$e_{R} = 14-15 \text{ m}$$
)

La condition :

$$V_0 = V_a + V_b + V_c \tag{7}$$

permet d'obtenir la hauteur de stériles selon le déplacement s.

La force de poussée, une fois les stériles liquéfiés, est une force hydrostatique sur le contour en amont de la masse en mouvement, indiquée sur la figure 43. La composante horizontale de cette force est calculée avec  $F_h = e_1 \gamma_e (h + e_1/2) + h^2 \gamma_e/2$ , où  $\gamma_e$  est le poids spé-cifique des stériles liquéfiés. Dans le bassin de pyrites  $\gamma_e \cong 3.1 \text{ t/m}^3$ . Cette force ne peut pas se développer sans un déplacement initial qui ouvre en amont une fissure que les stériles occuperont une fois le processus de liquéfaction amorcé. Cette ouverture initiale de fissure est inconnue et est donc considérée comme un paramètre du modèle,  $\varepsilon$ . Avant la liquéfaction, la force horizontale sur la digue répond à une condition  $K_{or}$  ou, au moins, à une condition de poussée active. La fissure naissante serait probablement pleine d'eau et, il faudrait alors ajouter aux contraintes effectives, la poussée hydrostatique de l'eau sur toute la hauteur considérée de la masse du mouvement :  $(e_1 + 27 \text{ m})$ . La variation de la force sur la masse en mouvement aurait alors l'aspect indiqué sur la figure 44.

La force initiale  ${\rm F}_{\rm hi}$  peut s'estimer de la manière suivante.

Dans des conditions de poussée active de Rankine (si  $e_1 = 14 \text{ m}$ ):

$$\begin{split} F_{hi} &\cong \frac{1}{2} K_a \gamma_e 27^2 + \frac{1}{2} \gamma_w 27^2 + \frac{1}{2} (27\gamma_w + 41\gamma_w) \cong 1\ 108\ t/ml \quad (8) \\ \text{si } K_a &\cong (1 - \sin \phi_{st}') / (1 + \sin \phi_{est}') \cong 0.238\ (\text{si }\phi_{est}' = 38\ \text{degrés}). \end{split}$$

Dans des conditions  $K_0 \cong 0.5$ , la force initiale augmente jusqu'à :

$$F_{\rm pl} \cong 1\,403\,\mathrm{t/ml}$$
 (9)

Dans des conditions de liquéfaction, les forces augmentent rapidement. Par exemple, pour une profondeur de fissure, ouverte, en amont, de 14 m, on calcule :

$$F_{\rm bi} \cong 2\,605\,{\rm t/ml}$$
 (10)

Cette soudaine augmentation a été indiquée sur la figure 44. A partir de cette force maximale, le déplacement de la digue entraîne la chute de la hauteur des stériles et la diminution des efforts horizontaux. Cette diminution est indiquée d'une façon approximative sur la figure 44.



#### Résistance au glissement

Les pressions interstitielles existant probablement le long du plan de rupture, au moment où celle-ci a commencé, ont été décrites au paragraphe précédent. Afin de faciliter son calcul au cours du processus de rupture, cette distribution a été simplifiée par des sections de variation linéaire de pression interstitielle, comme on le représente sur la figure 45 pour s = 0.

Pendant le déplacement de la digue, une charge rapide non drainée se produit en aval, qui augmente par incréments les contraintes totales et les pressions interstitielles dans l'argile. En amont, la chute de la hauteur des stériles se traduit par une diminution des pressions interstitielles. Sous les sections centrales de la digue et en aval, les excès de pression interstitielle seront contrôlés par le propre poids de la digue. C'est pour cette raison que la distribution initiale des pressions sous le couronnement du talus du barrage en aval et à distances croissantes dans cette même direction, est estimée constante pendant le déplacement de la digue. Cette hypothèse est représentée sur la figure 45.

En amont, sous la hauteur maximale des stériles, au pied du barrage, on a supposé que les changements de pression interstitielle sont contrôlés essentiellement par la hauteur des stériles. Ainsi la pression de l'eau dans la surface de rupture sous le pied de la digue en amont sera donnée par :

$$u_{aa} = 54 \frac{h}{27} + e_1 = 2h + e_1 (m d'eau)$$
(11)

De cette façon, on peut construire un diagramme de pressions d'eau sur la surface de rupture dans les argiles bleues, pour chaque déplacement subi par la digue et le terrain de fondation. Cette variation est indiquée sur la figure 45.

La résultante des forces de pression d'eau sur la surface de rupture est décomposée en quatre sections sur lesquelles on calcule :

$$U_{1} = \frac{1}{2} 53.2 \cos^{-1} \alpha_{b} [(2h + e_{1}) + 37 + e_{R}] \gamma_{W}$$

$$U_{2} = 25 \cos^{-1} \alpha_{b} [37 + e_{R}] \gamma_{W}$$

$$U_{3} = \frac{1}{2} 34.5 \cos^{-1} \alpha_{b} [37 + e_{R} + e_{2} + 10] \gamma_{W}$$

$$U_{4} = \frac{1}{2} (55 - s) \cos^{-1} \alpha_{b} \left[ e_{2} + 10 + \left(\frac{10}{55} s + e_{3}\right) \right] \gamma_{W}$$
(12)

avec :

$$e_2 = e_R + 47 \tan \alpha_b$$
  

$$e_3 = e_R + (102 - s) \tan \alpha_b$$
(13)

Dans la figure 45 on suppose, selon la géométrie du glissement, que le commencement de la pente de sortie de la surface de rupture s'est produit à 55 m du pied de la digue en aval.

La force totale produite par la pression d'eau est donc :

$$U = U_{4} + U_{2} + U_{2} + U_{4}$$
(14)

Cette force est une fonction du déplacement s.

Les forces considérées pour le calcul de la résistance offerte au long de la surface de glissement sont indiquées sur la figure 46. Sur cette surface agissent la résultante des pressions d'eau, que l'on vient de calculer, U, la force normale effective, N', et la résistance au cisaillement, R, de façon que :

$$R = N' \tan \phi'$$
(15)

où  $\phi^\prime$  est l'angle de frottement effectif, défini par la suite.

Les forces externes sur l'ensemble digue-terrain mobilisé (dont on a exclu le coin en butée finale) sont les poids de la digue et du terrain mobilisé ( $W_p$  et  $W_{b'}$ respectivement), les composantes horizontale et verticale de la poussée des stériles ( $F_h$  et  $F_v$ , respectivement) et l'action du coin en butée (forces horizontale,  $R_{p'}$  et verticale,  $S_i$ ) (Fig. 47).

L'équilibre en direction verticale permet de trouver  $N^\prime$  :

$$N' = (F_v + W_p + W_b - S_i - U \cos \alpha_b) / (\cos \alpha_b + \sin \alpha_b \tan \phi')$$
(16)  
Et donc :

$$R = N' \tan \phi' \tag{17}$$



PIG. 4.

glissement.



La force S<sub>i</sub> est ensuite déduite de l'équilibre des forces dans le coin en butée.

L'angle  $\varphi'$  sera sûrement l'angle de frottement résiduel de l'argile bleue pendant la plus grande partie du mouvement. Néanmoins, au moment initial, l'angle  $\varphi'$ correspond à la valeur moyenne obtenue pour assurer l'équilibre strict. On a vu que cet angle est d'environ 17 degrés. La chute du frottement vers des valeurs résiduelles a dû être rapide et s'être produite au commencement du mouvement. On a introduit un paramètre d pour indiquer la pente de cette chute (Fig. 48).

Finalement, on considère l'influence du coin en butée à la fin du mouvement.

Dans ce coin, les alluvions interviennent dans la résistance au cisaillement. C'est pour cette raison qu'on définit un angle de frottement pondéré,  $\varphi'_m$ , à partir de  $\varphi'$  (dans l'argile) et de l'angle de frottement des alluvions ( $\varphi'_{alluvial} \cong 35 \, degrés$ ). Ces deux angles sont pondérés en proportion des efforts normaux sur les surfaces de glissement dans le plan qui cisaille l'argile et les alluvions.

On obtient ainsi :

$$\tan \phi'_{\rm m} = (\tan \phi' A_2 + \tan \phi'_{\rm alluvial} A_1) / A_1 \qquad (18)$$

avec

$$A_{1} = 8/e_{3}$$

$$A_{2} = e_{3}/2 - 8/e_{3}$$

$$A_{t} = e_{3}/2$$
(19)

La distribution de pression d'eau, indiquée dans un chapitre antérieur, permet de calculer les résultantes  $U_i$  et  $U_i$  (Fig. 50) comme :

$$U_{i} = \gamma_{w} u_{c} e_{3} / 2$$
  
$$U_{f} = u_{c} e_{3} \gamma_{w} / 2 \sin \alpha_{s}$$
(20)

L'équilibre des forces en directions verticale ou horizontale permet d'obtenir la force effective horizontale de réaction du coin comme :

$$N'_{i} = \frac{\left(W_{s} + W_{c}\right)\left(\tan\alpha_{s} + \tan\varphi'_{m}\right)}{1 - 2\tan\varphi'_{m}\tan\alpha_{c} - \tan^{2}\varphi'_{m}}$$
(21)




où le poids du coin W<sub>c</sub> est donné par :

$$W_{c} = e_{3}^{2} \gamma_{nat} / 2 \tan \alpha_{s}$$
 (22)

et le poids du terrain accumulé en surface serait :

$$W_s = e_3 aa(s) \gamma_{nat} / \tan \alpha_s$$
 (23)

On a choisi d'exprimer la hauteur accumulée de sol, aa(s), comme une fonction linéairement dépendante de s, en supposant une hauteur maximale de sol accumulé (aa<sub>max</sub>) définie comme un paramètre du modèle. L'étude géologique effectuée indique que dans la zone de glissement maximal, des surélévations maximales du terrain (environ 12 m) ont eu lieu. Cette valeur donne une approximation de la valeur de aa<sub>max</sub> qui peut être employée pour les calculs.

N'<sub>i</sub> est un effort horizontal effectif de caractère passif. Sa valeur change avec l'angle de sortie du plan inférieur de glissement. La valeur critique de N'<sub>i</sub> sera celle qui minimise  $\alpha_s$ . A partir de l'expression trouvée, on peut chercher analytiquement ces valeurs minimales et les angles  $\alpha_s$  critiques. Ainsi, pour un angle de frottement moyen, proche du résiduel (comme c'est le cas),  $\phi'_m \cong 12$  degrés, on calcule :

$$(\alpha_s)_{\text{critico}} = 17.4 \text{ degrés}$$
 (24)

Cette valeur concorde avec les observations in situ, qui signalent que la valeur de l'angle de la pente de sortie de la surface de glissement est proche de 20 degrés.

La résistance horizontale totale qu'exerce le coin en butée sera donc :

$$R_f = N'_i + U_{fi} \tag{25}$$

## 10.3.3

#### Calcul du mouvement

Les expressions antérieures fournissent les données nécessaires pour intégrer l'équation du mouvement :

$$M\frac{d^{e}s}{dt^{2}} = F_{h} - R\cos\alpha_{b} - R_{F} + (N' + U)\cos\alpha_{b}$$
(26)

La masse, dans les calculs effectués, a été laissée constante et égale à la masse initiale (s = 0) du mouvement. Cette masse peut être obtenue à partir des expressions données par les poids de la digue et du terrain de fondation mobilisé.

Le calcul de la vitesse du glissement de la digue pendant la rupture a été effectué par intégration dans le temps de l'accélération calculée dans l'expression antérieure. Cette intégration a été réalisée par un schéma explicite, avec un petit pas de temps,  $\tau$ , pour que l'erreur soit négligeable.

#### 10.4

### Paramètres du modèle

Le modèle inclut les paramètres suivants :

- $\beta_{est} \quad \mbox{angle du plan de rupture dans les stériles (en amont). Selon l'investigation géologique, cet angle est fort et peut varier entre 70 et 90 degrés ; }$
- $\begin{array}{ll} F_{hi} & \mbox{poussée initiale (horizontale) sur l'ensemble} \\ \mbox{digue-terrain de fondation mobilisé. On l'a estimé} \\ \mbox{approximativement égal à 1 400 t/m dans des} \\ \mbox{conditions } K_{o'} \mbox{ et à 1 100 t/m dans des conditions} \\ \mbox{de poussée active ;} \end{array}$
- ε déplacement nécessaire pour que les poussées correspondent à une situation de liquéfaction de stériles. Il est probable que les déplacements soient d'environ 1 m ;
- $\gamma_e$  poids spécifique naturel des stériles liquéfiés. Dans le bassin de pyrites, cette valeur sera environ de 3,1 t/m<sup>3</sup>;
- $e_R$  profondeur de la surface de rupture sous le plan d'appui de la digue, sous les centres de couronnement. Approximativement  $e_R = 14-15$  m ;
- $\alpha_{\rm b}$  inclinaison apparente de la surface de rupture dans la section qu'on calcule. Il vaut approximativement 2 degrés orthogonalement à l'axe de la digue du bassin de pyrites ;
- $\delta \quad \mbox{distance nécessaire pour mobiliser l'angle de frottement résiduel. Il faut plusieurs décimètres de déplacement relatif entre les surfaces de cisaillement pour trouver des valeurs proches à <math>\phi'_{\rm res}$ ;



FIG. 49 Forces sur le coin en butée du glissement.

- $\phi_{inicial}' angle moyen de frottement le long de la surface de rupture qui explique l'équilibre strict. Les calculs effectués (équilibre limite) indiquent que <math display="inline">\phi_{inicial}'$  est environ 17 degrés ;
- $\phi'_{res}$  angle de frottement résiduel de l'argile bleue selon les différentes procédures d'essai : il varie entre 10 et 12 degrés ;
- aa<sub>max</sub> hau<mark>teur maximale de</mark> surcharge du sol accumulé sur le coin en butée. On a mesuré des surélévations maximales de 12 m ;
- $\alpha_s$  angle de la pente de sortie de la surface de glissement. Les observations *in situ* indiquent que  $\alpha_s = 20^\circ$ , même si l'on a prouvé l'existence de plans différents de rupture dans la structure du propre coin, qui est assez complexe;
- $\tau$  pas du temps choisi dans le calcul itératif. On n'a pas détecté d'erreurs significatives de calcul à moins de  $\tau = 0.1$  s.

#### 10.5

## Résultats

On a pris les paramètres suivants comme représentatifs du mouvement dans la zone centrale du glissement :

 $\begin{array}{l} \beta_{est}=70\,degr\acute{e}s\,;\,F_{hi}=1\,108\,t\,;\,\varepsilon=1\,m\,;\,\gamma_{e}=3,1\,t/m^{3}\,;\\ e_{R}=14\,m\,;\,\alpha_{b}=2\,degr\acute{e}s\,;\,\delta=1\,m\,;\,\phi_{inicial}'=18\,degr\acute{e}s\,;\\ \phi_{res}'=11\,degr\acute{e}s\,;\,\alpha_{s}=20\,degr\acute{e}s\,;\,aa_{max}=10\,m\,;\,\tau=0,1\,s. \end{array}$ 

Certains paramètres ont une influence très petite sur les résultats ( $F_{hi'} \varepsilon$ ,  $\delta$ ,  $\phi'_{initial}$ ). Le calcul commence à partir d'un glissement initial (s), inférieur à  $\varepsilon$ , qui conduit à une force horizontale qui dépasse la résistance au glissement.

Sur les figures 50 à 53, on représente les résultats du calcul. L'évolution de la vitesse avec le temps est indiquée sur la figure 50. La digue prend une vitesse maximale de 5,5 m/s (20 km/h) 6,5 s après le commencement de la rupture. Le mouvement dure seulement 14,5 s.

L'accélération calculée est indiquée sur la figure 51. La digue subit une accélération rapide au commencement du mouvement. La valeur maximale est de 1,39 m/s<sup>2</sup> (0,14 g). L'accélération diminue, tandis que la vitesse de la digue augmente. Le mouvement commence à décélérer 7,5 s après le début de la rupture. La décélération est de 1 m/s<sup>2</sup> lorsque le mouvement s'arrête.

L'évolution des forces sur la digue (Fig. 52) explique le diagramme d'accélération. Dans les instants initiaux, la liquéfaction des stériles augmente notablement la force de poussée, qui dépasse largement la résistance (les résistances à la base et dans le coin en butée sont montrées sur la figure). De cette façon, la résultante est positive et atteint une valeur maximale de 1 400 t/ml qui accélère la digue. La chute de la hauteur de stériles, en amont, réduit progressivement la force de poussée, ce qui se traduit par une décélération du mouvement. La résistance totale au glissement augmente très peu, de telle sorte que la raison fondamentale de l'arrêt du mouvement est la réduction de la hauteur des stériles en amont. Cette réduction a été à son tour possible parce que le plan quasi vertical de rupture, dans la masse de stériles, est resté essentiellement stable pendant le mouvement. On doit se rappeler qu'il y a une évidence géomorphologique de ce comportement puisque la posi-





tion de l'escarpement supérieur de la surface de rupture a été préservée dans les stériles, en amont et proche de la position du pied de la digue.

La stabilité à court terme d'un talus quasi vertical dans les stériles de pyrites trouve son explication dans la vitesse du mouvement, la cimentation et la perméabilité relativement faible de ces matériaux. La décharge rapide a produit sûrement des pressions interstitielles négatives dans les stériles qui ont rendu stable le talus à court terme. A moyen ou long terme, les stériles ont été capables de maintenir ce talus avec une forte pente, même si de fortes érosions et des ruptures locales, qui ont contribué à défigurer la surface initiale de glissement, se sont produites pendant les jours suivant la rupture. La stabilité raisonnablement élevée des stériles, même à long terme, et qui est probablement une conséquence des phénomènes de cimentation entre particules, a été déterminante pour éviter un glissement encore plus large. Si la masse de stériles déstabilisée avait été plus grande, le glissement de la digue aurait progressé plus rapidement.

La chute de la masse de stériles, placée directement au-dessus de la pente en amont du barrage, a été rendue possible par la forte accélération horizontale qui a eu lieu. On peut prendre comme une référence l'accélération calculée (0,14 g), qui est similaire à l'accélération d'un tremblement de terre d'intensité moyenne à haute (Intensité 7 ou 8 – MKS – et magnitude 5 ou 6 – Richter).

La distance parcourue augmenta au cours du temps comme il est montré sur la figure 53. Sur la figure 54, on représente la chute de la hauteur de stériles liquéfiés. Le mouvement s'arrête, dans la simulation effectuée, lorsque la hauteur de stériles est de 5 m au-dessus du pied en amont de la digue. Cette hauteur, dans la simulation faite, varie avec l'angle de stabilité des stériles liquéfiés. La hauteur de stériles mesurée (cartographiée) pendant les jours postérieurs à la rupture ne correspondra pas à celle existant immédiatement après l'arrêt du mouvement (qu'on indique sur la figure 54), puisque de nouveaux apports en stériles, provenant d'érosions et de ruptures locales, ont modifié la topographie de surface de la fosse formée en amont de la digue.





10.6

### Analyse de sensibilité

On a signalé que les résultats du calcul sont peu sensibles à certains paramètres. D'autres apparaissent déterminants pour le résultat du calcul. Par exemple, l'angle de glissement  $\alpha_{\rm B}$  modifie la distance parcourue de la façon suivante (en considérant les mêmes valeurs pour le reste des facteurs).

α <sub>8</sub> (degrés)	s <sub>max</sub> (m)			
2	52,01			
1	47,8			
0	43,75			
-1	39,6			

Le modèle est, néanmoins, relativement robuste dans la mesure où la variable calculée qui définit le mieux le mouvement et qui peut, de plus, être comparée avec les observations *in situ* (par exemple, la distance parcourue) n'est pas substantiellement modifiée. En effet, si les paramètres de calcul du « cas de base » (déjà défini) restent constants, la modification des paramètres qui sont indiqués donne ensuite lieu aux déplacements maximaux suivants.

#### 10.7

## Conclusion de l'étude dynamique

• Un modèle relativement simple a été développé pour analyser la phase du mouvement de la digue. On considère que le modèle rend compte des aspects les plus significatifs du phénomène. Le fait que le modèle soit capable de reproduire avec une bonne précision la distance parcourue par la digue, renforce la fiabilité accordée aux hypothèses et paramètres choisis qui, par ailleurs, dérivent des observations in situ, des essais de laboratoire et des analyses précédentes. Particulièrement, étant donné sa pertinence pour expliquer le début de la rupture, on souligne que ce modèle considère valides les pressions interstitielles calculées le long de la surface de rupture et l'angle de résistance résiduel des argiles bleues mesuré dans les essais du laboratoire (11 degrés). En outre, le modèle, de géométrie bidimensionnelle, ne prend pas en compte l'existence d'efforts d'interaction entre sections successives de la digue et est donc caractéristique de la zone centrale du mouvement.

• Le glissement de la digue a eu lieu à cause de la poussée du coin de stériles liquéfiés, de volume relativement réduit, placé au-dessus du parement amont de la digue. Ce coin était limité, en amont, par un plan quasi vertical qui commençait à proximité du pied de la digue. Ce talus resta stable pendant le mouvement.

• Le mouvement fut rapide. Le déplacement maximal fut atteint 15 secondes après le commencement de la rupture et la vitesse maximale atteinte par la digue pendant le mouvement fut de 20 km/h.

• L'accélération maximale du mouvement fut de 0,14 g et se produisit pendant les premiers instants. Cette accélération contribua à la chute et à la liquéfaction de

	Paramètre	s <sub>max</sub> (m)
Angle de stabilité de rupture dans les stériles	$\beta_{stat} = 80 \text{ degrés}$	48,4
	$\beta_{stat} = 80 \text{ degrés}$	45
Poids spécifique des stériles	$\gamma_e = 2.9 \text{ t/m}^3$	47,85
	$\gamma_{\rm e}=3.0 \ t/m^3$	49,9
Profondeur du plan de rupture sous couronnement	e <sub>R</sub> = 13 m	55,3
	e <sub>R</sub> = 15 m	48,9
Angle de frottement résiduel de l'argile	$\phi_{res} = 10 \text{ degrés}$	57,06
	$\phi_{res} = 12  degrés$	47,2
Hauteur maximale du chevauchement en aval	aa <sub>max</sub> = 8 m	55,5
	aa <sub>max</sub> = 12 m	49
Angle de sortie de la surface de rupture	$\alpha_s = 10 \text{ degrés}$	41,1
	$\alpha_s = 15 \text{ degrés}$	48,5
	$\alpha_s = 25 \text{ degrés}$	53,3
	$\alpha_s = 30 \text{ degrés}$	53,1

la masse de stériles placée au-dessus de la pente en amont de la digue.

• Le mouvement s'arrêta à cause de la réduction de la hauteur de stériles liquéfiés qui se sont écoulés dans le grand bassin ouvert en amont par le glissement. De cette façon, les poussées sur la digue et la masse de terrain de fondation qui l'accompagnait ont diminué en dessous de la résistance au glissement opposé par la surface de rupture elle-même. Cela a changé le signe de l'accélération de la digue et la vitesse du mouvement a diminué jusqu'à s'annuler. Le développement modéré de résistances passives croissantes à l'extrémité du mouvement a joué un rôle marginal dans l'arrêt du mouvement. Il n'a pas, non plus, affecté le début du déversement, étant donné la vitesse du phénomène.

11

# Conclusion sur la rupture de la digue

On a signalé dans l'introduction trois caractéristiques des argiles surconsolidées qui contrôlent de manière décisive la stabilité des structures fondées sur elles et les phénomènes d'instabilité de talus : les discontinuités (plans de sédimentation, diaclases), la faible perméabilité en masse du matériau et sa fragilité. En se rapportant à la rupture de la digue du bassin de stériles d'Aznalcóllar, on peut définir le rôle de chacun de ces aspects de la façon suivante.

#### 11.1

### Imperméabilité des argiles

La faible perméabilité des argiles et l'accumulation de charges en surface entraîne l'existence des pressions élevées d'eau interstitielle dans l'argile bleue de cimentation. Ces pressions proviennent du poids accumulé des stériles et de la digue. La faible perméabilité de l'argile explique le fait que ces surpressions d'eau se sont dissipées si lentement que les pressions d'eau interstitielle ont augmenté progressivement dans l'argile pendant toute la période de construction du bassin. On a estimé que, au moment de la rupture, la pression d'eau dans le plan de glissement atteignait 730 kPa en amont du pied intérieur de la digue et sous les stériles, et 550 kPa, sous l'axe de la digue.

#### 11.2

## Fragilité de l'argile

La fragilité de l'argile implique une chute de la résistance disponible dans un joint ou plan de glissement lorsqu'on dépasse, entre les deux lèvres du joint, le (petit) déplacement relatif qui mobilise la résistance maximale. Des déplacements relatifs additionnels entre les deux faces en contact font descendre progressivement la résistance de l'argile bleue jusqu'à des valeurs égales 20 % de la résistance maximale ou de pic. Cette chute de résistance conduit à des phénomènes de rupture progressive le long d'une future surface de glissement et à la réduction de la résistance disponible de l'ensemble de la fondation.

En effet, les contraintes de cisaillement imposées qui ne peuvent pas être supportées en un point de l'argile sont transmises à des zones proches qui peuvent alors atteindre des conditions critiques (résistance de pic ou maximale). A partir de cet instant, ces zones peuvent aussi subir une réduction de la résistance, qui se traduit à nouveau par une transmission d'efforts à des points proches. Une caractéristique préoccupante de la rupture progressive est qu'elle peut conduire à des instabilités brusques sans signes précurseurs apparents.

La construction de la digue vers l'aval par augmentation simultanée de la hauteur et de la largeur des talus de remblais, contribua à étendre les conditions de rupture de l'argile à une vaste zone située en dessous de la digue.

L'apparition de ces phénomènes ne dépend pas uniquement de la fragilité de l'argile mais aussi de l'intensité des contraintes de cisaillement transmises par la structure en construction. Au pied des talus de grande pente (c'est le cas du talus en remblai construit), on observe des contraintes de cisaillement très élevées. La combinaison de ces contraintes et des hautes pressions d'eau mentionnées auparavant se traduit en l'application d'efforts supérieurs à la résistance maximale de l'argile dans des certaines zones du futur plan de glissement. La progression de la construction et la rupture progressive ont étendu la surface de rupture à des zones chaque fois plus grandes. La situation est devenue instable lorsque la surface de glissement a été incapable d'offrir une résistance croissante au mouvement relatif entre ses faces.

# 11.3

## Discontinuités

La surface à la base du glissement a coïncidé probablement avec un plan de sédimentation des argiles, plans caractérisés pour être presque horizontaux (avec une inclinaison de 2-4 degrés en direction SE). On a signalé la faiblesse relative des plans de sédimentation par rapport à la résistance qu'offre l'argile en masse. Les essais de cisaillement effectués au laboratoire indiquent la présence d'une cohésion réelle (attribuée à des phénomènes de cimentation) de l'argile en masse. Mais les analyses de stabilité effectuées suggèrent que cette cohésion ou cimentation n'existait pas ou était petite le long des plans de stratification. Ces mêmes conditions de sédimentation et, probablement, l'apparition de mouvements tectoniques post-miocéniques peuvent expliquer la diminution de résistance au cisaillement des plans de sédimentation. Ainsi, ces plans réagissent comme de grandes surfaces qui, face aux efforts de cisaillement transmis par le bassin et la digue, réagissent avec un comportement de caractère fragile (la résistance diminue avec le mouvement relatif entre les deux surfaces du plan de rupture) et plus petite que celle disponible dans l'argile de masse. Le rôle notable des plans de sédimentation sur la rupture est cohérent avec les résultats des analyses d'équilibre limite et les calculs par éléments finis. Si l'argile avait été parfaitement homogène, la géométrie du mécanisme critique de rupture s'approcherait d'un cercle. Le fait que la rupture eut lieu le long d'un plan indique que la stratification de l'argile a eu une influence sur l'instabilité.

Les limites du glissement étaient contrôlées par les discontinuités de l'argile bleue de fondation. On distingue dans cette argile deux types principales de discontinuités : les plans de sédimentation, déjà mentionnés, qui définissent la surface basale de glissement et l'ensemble des diaclases subverticales orientées NE-SO et N-S.

La limite supérieure, en amont ou occidentale, du glissement était limitée par une diaclase verticale de l'argile, orientée N-S, qui était parallèle au pied de la digue. Dans la limite nord du glissement, le mouvement était limité aussi par une diaclase d'orientation NE-SO qui traversait obliquement la digue de retenue du bassin de pyroclastes proche de la jetée de séparation entre les bassins de pyrites et pyroclastes. Le glissement vers l'est de la digue de retenue du bassin de purites ce plan une brèche de quelque 14m de largueur qui a permis le versement des boues en direction NE. On a détecté une rotation modérée du mouvement vers le sud qu'on a interprété comme causée par l'inclinaison des plans de sédimentation des argiles bleues.

## Développement des conditions de rupture pendant la période de fonctionnement de la structure

Les analyses effectuées suggèrent que les premiers phénomènes de rupture progressive dans le futur plan basal de glissement ont eu lieu sous le pied en aval du remblai d'enrochement (du côté du fleuve Agrio) lorsque la digue a atteint 17-18 m d'hauteur, c'est-à-dire vers 1985.

La construction de la digue vers l'aval a fait progresser dans la même direction la rupture le long de la future surface de glissement. Non seulement l'intensité croissante des contraintes de cisaillement, mais aussi les surpressions d'eau ont contribué à étendre les conditions critiques en aval, même au-delà du pied de la digue, en direction du fleuve Agrio. En amont, sous le pied du remblai revêtu par la couche d'argile rouge, les déplacements accumulés par la poussée des résidus sur la digue ont aussi causé une rupture de l'argile. La dernière phase de mobilisation complète de la résistance dans le plan de rupture correspondait probablement à la zone centrale sous couronnement de la digue, où existaient deux circonstances plus favorables (des contraintes de cisaillement plus petites et des contraintes normales plus élevées), et aux pentes de sortie de la surface de glissement, en aval. Les résultats des analyses effectuées (par éléments finis et équilibre limite) sont cohérents avec le développement du mécanisme de rupture décrit.

Il est de plus intéressant de constater que les méthodes de calcul indiquent que, si l'on considère une résistance de l'argile constante dans le temps, on atteint le coefficient de sécurité minimum pendant une étape intermédiaire de construction, juste avant de réaliser l'agrandissement du remblai en aval. Cette observation est importante pour évaluer si la rupture s'est produite le long d'une surface de glissement préexistante ou si elle est la conséquence de déformations imposées par le processus de construction. Si une surface de rupture antérieure avec des valeurs faibles de résistance avait existé, les analyses montreraient que l'instabilité aurait eu lieu dans l'étape identifiée comme critique (aux environs de 1988) ou même avant. Le fait que la rupture s'est produite en 1998 suggère que la résistance de l'argile était supérieure en 1988 à celle du moment de la rupture. Cela explique l'existence d'une dégradation complémentaire de sa résistance, dégradation produite par le processus de rupture progressive associée à la construction de la digue elle-même.

#### 12

# La rupture d'Aznalcóllar en perspective

On a identifié la rupture progressive comme l'un des phénomènes principaux qui conduisit à la rupture de la digue d'Aznalcóllar. Dans la littérature géotechnique classique, on a fréquemment invoqué son importance pour les problèmes de stabilité des pentes (Skempton, 1964 ; Terzaghi et Peck, 1964 ; Bjerrum, 1967; Bishop, 1967 et 1971). Ces auteurs suggèrent que l'importance de la rupture progressive augmente dans le cas de distributions non uniformes de contraintes et dans des matériaux qui présentent une fragilité marquée. Palmer et Rice (1973), Rice (1973) et Chowdury (1977 et 1978) ont présenté des analyses rigoureuses sur la propagation des surfaces de rupture. Ces travaux sont fondés sur des considérations énergétiques et sont capables de fournir des informations sur les contraintes nécessaires à la propagation de la rupture, de sa vitesse, l'effet de l'indice de fragilité, l'effet de l'échelle du problème, etc. Ces méthodes ont été pourtant seulement appliquées à des problèmes idéalisés.

D'autres auteurs ont employé l'analyse numérique dans des analyses précoces pour modéliser la rupture progressive, dans une procédure qui dérivait les valeurs de résistance réelles pour les transférer à l'analyse d'équilibre limite (Pariseau, 1972 ; Gates, 1973 ; Lo et Lee, 1973). On a développé aussi des analyses numériques complètes par la méthode des éléments finis. Néanmoins, les analyses de ce genre sont rares dans la littérature. On rencontre des contributions importantes récentes dans les travaux de Yoshida, Morgenstern et Chen (1990), Potts, Dounias et Vaughan (1990) ; Dounias, Potts et Vaughan (1996), et Potts, Kovacevic et Vaughan (1997).

On ne trouve cependant que quelques cas historiques détaillés qui démontrent, sans ambiguïté, l'existence d'un mécanisme de rupture progressive. De fait, si l'on restreint la recherche aux cas de rupture associés aux barrages en terre, l'information est encore plus rare.

L'un des cas les plus significatifs associé à la rupture progressive était celui de l'expérience Sellborne et de l'interprétation des données inclinométriques fournies par Cooper (1996). Le talus, qui a atteint la rupture suite à une hausse provoquée des pressions d'eau, était situé sur une argile altérée de Gault de plasticité élevé (w<sub>L</sub> = 70-75 %; IP = 22 %; fraction d'argile : 34-48 %). La figure 55 montre la distribution de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture pour des instants différents. La figure a été décrite comme « conceptuelle » car elle résulte de l'assignation de caractéristiques arbitraires contrainte-déplacement à l'argile de Gault : déplacement pour la résistance de pic : 2 mm ; déplacement pour la force résiduelle : 10 mm ; Indice de fragilité I<sub>b</sub> = 0,6 ; K<sub>0</sub> = 1.

La plastification commence en pied de talus et la résistance disponible décroît vers des valeurs résiduelles. Les sections centrale et supérieure du talus restent donc en dessous des conditions de pic. Puis, la plastification progresse en amont, comme cela a été prévu par les récentes analyses par éléments finis de la rupture retardée des talus excavés dans des argiles fragiles (Potts *et al.*, 1997).

La figure 55 indique que le «facteur résiduel», défini par Skempton (1964) comme :

$$\mathbf{R} = (\overline{\tau}_{\rm p} - \tau) / (\overline{\tau}_{\rm p} - \overline{\tau}_{\rm R}) \tag{27}$$

vaut R = 0,75 pour la distribution de résistance de cisaillement immédiatement antérieure à la rupture. R mesure le degré de développement des contraintes résiduelles le long de la surface de rupture.  $\overline{\tau}_p$  et  $\overline{\tau}_R$  sont les résistances de cisaillement moyennes, de pic et résiduelle, le long de la surface de rupture.  $\overline{\tau}$  est la contrainte de cisaillement moyenne au moment de la rupture. Les méthodes conventionnelles d'équilibre limite offrent la possibilité de trouver  $\overline{\tau}$  (en imposant un coefficient de sécurité égal à 1). Ainsi, si l'on détermine les paramètres de la résistance de cisaillement de pic



et résiduelle, la valeur de R peut être déduite d'une analyse à rebours de la rupture réelle.

La question de la rupture progressive est souvent associée au concept de ramollissement de l'argile le long de la surface de rupture. Skempton (1970 et 1977) a proposé que la résistance disponible dans un joint ou dans une fissure de l'argile surconsolidée qui a subi un cisaillement avant la rupture corresponde à un état de « ramollissement complet ». Cette résistance associée au ramollissement complet est égale à la résistance au cisaillement drainé de pic d'un échantillon de la même argile normalement consolidée. Le phénomène physique qui a causé ce ramollissement est le gonflement de l'argile proche de la fissure lorsqu'elle se dilate. Cette interprétation n'implique donc pas la prise en compte d'une ré-orientation des particules d'argile. Stark et Eid (1994) ont considéré le fait que le processus de ramollissement implique une perte de la cohésion drainée associée à des conditions de pic. Les angles de frottement drainé, de pic et en condition de ramollissement, seraient, dans ce cas, similaires.

La réduction de la résistance moyenne provoquée par la rupture progressive n'est pas expliquée seulement par les processus locaux de changement de la teneur en eau de l'argile, mais aussi par les processus de transfert de contraintes se produisant dans la masse d'argile soumise à des contraintes. Dans une étude expérimentale de la valeur adoptée par la résistance « complètement ramollie » des argiles raides et fissurées, Stark et Eid (1994) ont mis en relation le rapport des contraintes  $(\tau/\sigma')$ , lors de la rupture avec la limite de liquidité et la proportion d'argile du sol. Ils ont ensuite réexaminé une série de cas de glissement initial dans des argiles raides et fissurées. Ils ont ainsi trouvé des valeurs de la résistance mobilisée qu'ils ont comparé avec deux valeurs de résistance au cisaillement : celle complètement ramollie et celle résiduelle.

Cette comparaison est représentée sur la figure 56. Deux cas correspondent à des barrages (le barrage de North Ridge et le barrage de Carsington). Les autres cas sont des glissements de talus. Stark et Eid (1994) ont constaté que le rapport des contraintes mobilisées  $(\tau_{mpB}/\phi'_n)$  est approximativement égal à la moyenne entre la résistance complètement ramollie et la résistance résiduelle. Ce résultat ne correspond pas aux cas rapportés par Skempton (1977) et Chandler (1984), qui ont suggéré que la résistance au cisaillement mobilisée dans un premier glissement est donnée par la résistance complètement ramollie. Dans la discussion qu'ils font des résultats de la figure 56, Stark et Eid (1994) incluent deux effets : le ramollissement associé à des hausses de teneur en eau le long de la surface de rupture en développement et le processus de transfert des forces, implicite au concept de rupture progressive.



En ce qui concerne les ruptures notables de barrages sur fondations argileuses, on observe qu'il y a peu de données sur le processus de rupture et, particulièrement, sur le développement éventuel de la rupture progressive.

La rupture du barrage de San Luis a été discutée par Penman (1986) et Stark et Duncan (1991). La position et la forme de la surface de rupture ont été bien identifiées à l'aide d'inclinomètres (Fig. 57). Une grande proportion de la surface était située sur un dépôt de glaise colluviale slope wash ( $w_L = 35-45\%$ ;  $w_p = 18$ -24 %) qui, selon Stark et Duncan (1991), contient de grandes proportions de beidellite, un minéral argileux gonflant. Le dépôt de glaise colluviale ne fut pas excavé au moment de la construction car il était sec et dur et ne répondait pas à la spécification suivante pour l'excavation éventuelle des matériaux de fondation : « être enlevé jusqu'à trouver une roche ferme ou un horizon, dont la résistance surpasse celle du remblai au-dessus ». Lorsque l'argile du dépôt de glaise colluviale devint humide, sa résistance tomba jusqu'à des valeurs proches de l'« état complètement ramolli ». Stark et Duncan (1991) constatent cependant que la rupture ne peut pas s'expliquer sans considérer que le dépôt de glaise colluviale se trouve en conditions résiduelles. La raison donnée par les auteurs pour cette chute additionnelle de résistance est l'accumulation des déformations causées par une série de cycles de remplissage et vidange du barrage. Il n'y a donc pas d'évidence définitive de rupture progressive dans ce cas. Il est de plus important de reconnaître que la construction d'un barrage zoné induit de grandes déformations de cisaillement le long et autour des interfaces entre masses de raideur différente telle que présentée sur le schéma de la figure 58. Ces zones peuvent potentiellement avoir leurs valeurs de résistance réduites jusqu'à être proches des valeurs résiduelles.

Le cas de la rupture de la digue de Carsington a été analysé par Skempton (1985) et Potts, Dounias et Vaughan (1990). La section au commencement de la rupture initiale est donnée sur la figure 59. Dans leur analyse, Potts *et al.* (1990) ont attribué une certaine fragilité aux deux matériaux argileux directement impliqués dans la rupture : le noyau compacté (une argile plastique :  $w_L = 74 \%$ ;  $w_p = 32 \%$ ; fraction argileuse 62 %) et l'argile jaune de fondation (une argilite oxydée :  $w_L = 79 \%$ ;





 $w_p = 31 \%$ ; fraction argileuse 64 %). On a estimé que le noyau se comporte en conditions non drainées et que sa résistance a changé d'une valeur de pic de 42 kPa à une valeur résiduelle de 30 kPa. Pour l'argile jaune, les paramètres drainés de pic et résiduel sont issus d'essais de laboratoire (c'\_p = 6 kPa;  $\phi'_p = 19 \text{ degrés}$ ; c'\_r = 0 degré;  $\phi'_r = 12 \text{ degrés}$ ).

Les auteurs montrent que la plastification commence dans le noyau en amont, au cours d'une phase relativement précoce dans le temps, et qu'elle progresse vers le pied du talus. Les arguments en faveur de l'existence de la rupture progressive sont fondés sur une comparaison limitée des observations *in situ* et des résultats de calcul. L'« évidence » de rupture progressive est aussi appuyée sur les résultats de calculs d'équilibre limite conventionnel, qui prévoient un coefficient de sécurité de 1,41, s'il est basé sur la résistance de pic, et de 1,21, en considérant les paramètres à l'état critique (Vaughan, 1989). Néanmoins, on doit ajouter que des surfaces intermittentes de cisaillement existaient dans la base de l'argile jaune, et donc que la résistance initiale *in situ* disponible dans la couche d'argile jaune était significativement plus petite que la résistance de pic et, peut-être, que les valeurs d'état critique déterminées en laboratoire.

Potts *et al.* (1990) ont trouvé que le « facteur résiduel » qu'on a décrit auparavant valait R = 0,42 au noyau et R = 0,52 dans l'argile jaune. Ces valeurs suggèrent à leur tour que la résistance nécessaire pour calculer la stabilité du talus, basée sur des techniques d'équilibre limite, est la moyenne entre les valeurs de pic et résiduelles.

Potts, Kovacevic et Vaughan (1997) ont fourni des évidences complémentaires de la rupture progressive dans des talus excavés dans des argiles raides. L'analyse fait appel au couplage entre la génération de pression interstitielle, leur dissipation et la réponse mécanique de l'argile. Les surfaces de rupture pour un talus de 10 m en hauteur et 3:1 de pente, qui a été choisi comme un cas de calcul représentatif, semblent commencer en pied du talus et progresser vers l'amont au fur et à mesure que les pressions interstitielles se dissipent aux environs de la surface de rupture. La similitude de ces résultats avec des observations de la rupture retardée réelle de différents talus met en évidence l'importance des mécanismes de rupture progressive dans ces cas. La figure 60 montre les valeurs calculées du facteur résiduel R, comme une fonction de K<sub>0</sub>.

La valeur de R dépend de plusieurs facteurs (le comportement constitutif, la géométrie du cas, les contraintes cinématiques), mais les résultats de la figure 60 indiquent que la valeur calculée





(R = 0,5-0,6) est similaire aux valeurs présentées auparavant. Si l'on ne considère pas une cohésion de pic drainée, les valeurs indiquées de R impliquent que l'angle de frottement mobilisé lors de la rupture, est proche de la moyenne entre les valeurs de pic et résiduelles (par rapport à leur tangente). Cela coïncide avec les valeurs calculées de  $\phi'_{mob'}$  signalées par Stark et Eid (1994). De fait, les résultats obtenus pour la digue d'Aznalcollar suivent le même modèle ( $\phi'_p$  = 24 degrés;  $\phi'_r$  = 11 degrés;  $\phi'_{mob}$  = 17 degrés). Ces valeurs sont comparées dans la figure 56 avec la courbe publiée par Stark et Eid, pour la limite de liquidité correspondante de l'argile bleue du Guadalquivir.

Néanmoins, il faut prendre garde à ne pas considérer cette moyenne comme une donnée déjà établie, puisqu'il y existe toute une série de facteurs additionels, qu'on a mentionné auparavant, qui contrôlent le développement de la rupture progressive et restent spécifiques aux cas particuliers étudiés. Par exemple, dans le cas de la rupture du talus de Selborne, décrit par Cooper (1996), on obtient une valeur proche de R = 0,75, plus élevée que les autres mentionnées.

Le projet original de la digue d'Aznalcóllar date de 1978. Le plan de son édification est présenté sur la figure 61.

La construction commence, selon le projet, par une petite digue en amont suivie par la mise en place d'une paroi en bentonite-ciment, qui pénètre dans l'argile bleue, pour établir une barrière imperméable. Ensuite, il était prévu de construire la digue en différentes phases de hauteur croissante vers l'aval. La digue est, en fait, une digue en enrochement avec une couche en amont imperméable d'argile rouge. Cette couche est connectée avec le mur vertical en bentonite et ciment. Les talus en amont et en aval étaient conçus avec des pentes respectives de 1:1,90 et 1:1,75, sur la base des caractéristiques géotechniques de l'argile obtenues à l'aide d'essais de laboratoire effectués sur des échantillons récupérés dans les forages de reconnaissance (8 forages d'une profondeur moyenne de 12 m) et quelques échantillons provenant de tranchées de reconnaissance. Ils consistaient en une série relativement grande d'essais triaxiaux non drainés et consolidés, qui ont fourni les paramètres de résistance drainée suivants : c' = 0,  $\phi'$  = 25 degrés, acceptés comme valeurs de projet. A ce moment-là, aucune considération spécifique n'a été émise concernant la nature des paramètres du projet, en particulier la question de la résistance de pic, à volume constant ou en condition résiduelle. Les courbes de contrainte-cisaillement non drainées présentaient un comportement de pic modéré.

La présence de montmorillonite dans l'argile bleue, sa plasticité élevée et son caractère gonflant étaient bien connus. La figure 62 montre les résultats d'un essai oedométrique sur un échantillon saturé d'argile bleue. La courbe de gonflement indique l'existence d'un phénomène de destruction des liens de cimentation dans l'argile bleue.

La stabilité du barrage a été analysée par la méthode Morgenstern-Prize d'équilibre limite, qui a été appliquée aux surfaces de rupture circulaires. Le tableau V montre l'ensemble des paramètres employés dans les calculs. On n'a attribué aucune résistance aux stériles parce qu'on a adopté dans le projet une condition de liquéfaction complète sous sollicitation sismique.

L'enrochement (schistes des opérations minières) est caractérisé par c' = 0 et  $\varphi'$  = 35 degrés. On a considéré une intensité sismique de 7 MSK par une approche pseudo-statique, en appliquant une accélération horizontale de 0,048 g et une accélération verticale réduite (gravité) de 0,776. Le niveau d'eau considéré pour les calculs est représenté sur la figure 63. C'est le même pour tous les sols considérés dans l'analyse. Le calcul a donné un coefficient de sécurité minimum de 1,30 pour la surface de rupture circulaire (voir aussi la figure 63). Ce coefficient de sécurité a été accepté parce qu'il était plus haut que la valeur minimale exigée par le Code sismique espagnol (1,20).

La digue construite n'a pas suivi l'évolution géométrique définie dans le projet original. La figure 64 montre, pour une section représentative, la séquence réelle de construction. On doit observer particulièrement que la pente extérieure en aval de l'enrochement a été modifiée à 39 degrés (1V:1,24 H) en 1985. Cette



44

**RG. 61** Projet original de la digue d'Aznalcóllar. Définition du plan de construction.



pendant la reconnaissance géotechnique de 1977.

pente, qui est significativement plus élevée que dans les spécifications du projet (30 degrés) resta dès lors constante. En 1990, la largeur du couronnement augmenta à partir de la valeur originale de 14 à 36,40 m. La largeur maximale atteinte à la base de la digue en 1990 était de 130 m. Cette largeur demeura constante lors des incréments suivants de la hauteur générale de la digue.

La stabilité de la digue avec sa nouvelle géométrie a été réévaluée en 1996. A ce moment, on a entrepris une investigation géotechnique limitée, et on a réexaminé les caractéristiques des matériaux. On a effectué deux essais triaxiaux non drainés et consolidés sur des échantillons récupérés dans les niveaux supérieurs, plus oxydés, de l'argile bleue. Les paramètres de résistance mesurés étaient : c' = 0,2 kg/cm<sup>2</sup> ;  $\phi'$  = 18 degrés et  $c' = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\phi' = 22 \text{ degrés respectivement, valeurs}$ qui correspondent de fait aux conditions de pic. Un piézomètre à tube ouvert, qui atteint les niveaux supérieurs de l'argile, a fourni un niveau d'eau de 0,5 m en dessous du contact enrochement-alluvions. Les nouveaux calculs de stabilité développés ont suivi en détail les calculs du projet original. Les paramètres de résistance mis à jour sont présentés dans le tableau V. La



**FIG. 63** Projet original (1978). Pression d'eau dans la fondation et surface de rupture critique.

TABLEAU V Calculs de stabilisation. Paramètres des matériaux.

1 m - 5	Projet original 1978			Projet mis au jour 1996			
Sol	c' (kPa)	φ' (degrés)	Poids spécifique relatif	Eau	c' (kPa) (γ/γ <sub>w</sub> )	φ' (degrés)	Poids spécifique relatif (γ/γ <sub>w</sub> )
Dépôts de stériles	0	0	2,95	saturé	0	0	2,97
Couche d'argile en amont	0	26	2,15	saturé	10	27	2,17
Filtre	0	35	1,85	sec	0	35	1,85
Enrochement (schistes)	0	35	1,95	sec	0	40	1,95
Terrasse alluvions	0	35	2,15	saturé	0	35	2,15
Argiles bleues	0	25	1,90	saturé	20	22	1,98

méthode de Bishop simplifiée avait été choisie pour l'analyse.

Les auteurs du projet estimaient que l'angle de frottement drainé qu'on a adopté pour l'argile (22 degrés) est conservatif, tandis que l'angle de frottement accepté dans le projet original (25 degrés, voir tableau V) était une valeur plus proche des conditions réelles *in situ*.

Deux niveaux d'eau avaient été considérés dans les calculs, le niveau qu'on montre sur la figure 64 et qui correspond au projet original et un niveau d'eau horizontal situé à la hauteur de la terrasse granulaire, considéré en raison du niveau d'eau enregistré dans le piézomètre à tube ouvert. Les facteurs de sécurité calculés étaient généralement supérieurs à 1,20. Pour les paramètres du projet original et le bas niveau d'eau horizontal (qui ont été acceptés comme les valeurs les plus réalistes), on avait calculé un coefficient de sécurité F = 1,40 pour la géométrie de la digue en 1995 (élévation du couronnement de la digue : 65 m), et une valeur F = 1,31, pour la future hauteur maximale de la digue (hauteur du couronnement : 72 m). Ces valeurs avaient été considérées comme satisfaisantes.

Le résumé antérieur démontre que le projet était fondé sur une approche classique. On a décrit le sol de fondation comme un sol « régulier », caractérisé par une seule série de paramètres de résistance drainés. La distribution de la pression d'eau correspondait, au début, à l'idée conventionnelle d'un écoulement stationnaire à travers la digue. On avait interprété l'observation d'un bas niveau d'eau dans un piézomètre à tube ouvert situé dans un sondage perforé depuis le couronnement de la digue, comme un signe des conditions d'un état stationnaire d'écoulement. L'erreur implicite à cette hypothèse peut être mieux appréciée en comparant le niveau phréatique estimé dans les calculs du projet avec l'estimation actuelle de la pression d'eau dans l'argile, au niveau de la surface de rupture (Fig. 64).

#### REMERCIEMENTS

L'auteur veut remercier la contribution apportée par ses collègues du Départment (A. Gens, A. Lloret, J. Moya, C. López, J. Alcoverro, J. Rius) pendant la réalisation du travail décrit dans cet article. La collaboration de M. Obrador et J. Vaunat dans la préparation du manuscrit en langue française a été inestimable.



d'eau interstitielle, lors de la rupture, dans le plan de glissement.

## Bibliographie

- Alonso E.E., Ledesma A., Gens A. Presa de regulación del río Jiloca. Informe Geotécnico, vol. 1, Memoria. Department of Geotechnical Engineering and Geosciences. UPC, Barcelona, 1998, 177 p.
- Bishop A.W. Progressive failure-with special reference to the mechanism causing it. *Proc. Geotechnical Conference*, Oslo. 2, 1967, p. 142-150.
- Oslo, 2, 1967, p. 142-150. Bishop A.W. – The influence of progressive failure on the method of stability analysis. *Géotechnique*, 21, 1971, p. 168-172.
- Bjerrum L. Progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clays and clay shales. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 93, 1967, p. 3-49.
- Chandler R.J. Recent European experience in landslides in overconsolidated clays and soft rocks. *Proc. 4th Int. Symp. on Landslides*, University of Toronto Press, Toronto, Ontario, Canada, 2, 1984, p. 19-25
- Chowdury R.N. Propagation of failure surfaces in natural slopes. Research Report. Dept. of Civil Engng. Univ. of Wollongong, 1977.
- Chowdury R.N. *Slope analysis*. Elsevier, Amsterdam, 1978.
- Cooper M.R. The progressive development of a failure slip surface in overconsolidated clay at Selborne, UK. Proc. 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, 2, 1996, p. 683-688.
- heim, 2, 1996, p. 683-688. Davachi M.M., Sinclair B.J., Hartmaier H.H., Baggot B.L., Peters J.E. – Determination of the Oldman River Dam foundation shear strength. *Can. Geotech. J.* 28, 1991, p. 698-707. Dounias G.T., Potts D.M., Vaughan P.R. –
- Dounias G.T., Potts D.M., Vaughan P.R. Analysis of progressive failure and cracking in old British dams. *Géotechnique* 46, 4, 1996, p. 621-640.
- Gates R.H. Progressive failure model for

clay shale. Applications of the Finite Element Method In *Geotechnical Engineering*. C.S. Desai ed., Vicksburg, 1973, p. 327-347.

- Lo K.Y., Lee C.E. Stress analysis and slope stability in strain softening materials. *Géotechnique*, 23, 1, 1973, p. 1-11.
- Palmer A.C., Rice, J.R. The growth of slip surfaces in the progressive failure of over-consolidated clay. *Proc. Royal Soc.* Lond., A 332, 1973, p. 527-548.
- Pariseau W.G. Elastic-plastic analysis of pit slope stability. Applications of the Finite Element Method In *Geotechnical Engineering*. C.S. Desai ed., Vicksburg, 1972, p. 349-384.
- Penman A.D.M. Twenty-sixth Rankine Lecture: On the embankment dam. *Géotechnique* 36, 3, 1986, p. 301-348.
  Potts D.M, Dounias G.T., Vaughan P.R. –
- Potts D.M, Dounias G.T., Vaughan P.R. Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment. *Géotechnique* 40, 1, 1990, p. 79-101.
- Potts D.M., Kovacevic N., Vaughan P.R. Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. *Géotechnique* 47, 5, 1997, p. 953-982.
- Poulos H.G., E.H. Davis Elastic solutions for soil and rock mechanics. Wiley, New York, 1974.
- Rice J.R. The initiation and growth of shear bands. *Proc. Symp. on Plasticity and Soil Mechanics*, A.C. Palmer ed., Cambridge, 1973, p. 263-274.
- Rodríguez Vidal J. La evolución neotectónica del sector occidental de la depresión del Guadalquivir. El Cuaternario en Andalucía Occidental. *AEQUA Monografías*, 1, 1989, p. 21-26.
- Rodríguez Vidal J., Flores Hurtado E. Evidencias de deformación neotectónica en el sector de Lepe-La Antilla (Huelva). *Cuaternario y Geomorfología*, 5, 1991, p. 131-138.
- Skempton A.W. Long term stability of

clay slopes. *Géotechnique* 14, 2, 1964, p.77-101.

- Skempton A.W. First-time slides in overconsolidated clays. Géotechnique 20, 3, 1970, p. 320-324.
- Skempton A.W. Slope stability of cuttings in brown London Clay. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Tokyo 3, 1977, p. 261-270.
- Skempton A.W. Geotechnical aspects of the Carsington Dam failure. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng. San Francisco, vol. 5, 1985, p. 2581-2591.
- Stark T.D., Eid H.T. Slope stability analyses in stiff fissured clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123, 4, 1994, p. 335-343.
- Stark T.D., Duncan J.M. Mechanisms of strength loss in stiff clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, 1, 1991, p. 139-154.
- Terzaghi K., Peck R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley, New York, 1948.
- Tsige M. Microfábrica y mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir: influencia en su comportamiento geotécnico. Tesis doctoral. Departamento de Geodinámica. Facultad de Ciencias Geológicas. Universidad Complutense de Madrid, 1998, 314 p.
- Vaughan P.R. Rotura de una presa de tierra instrumentada. Instrumentación de Obras. EE. Alonso y A. Gens eds. Ediciones UPC, Barcelona, 1989, p. 419-452.
- Vaughan P.R. Assumption, prediction and reality in geotechnical engineering. *Géotechnique* 44, 4, 1994, p. 573-609.
- Yoshida N., Morgenstern N.R., Chan D.H.
  Finite element analysis of softening effects in fissured, overconsolidated clays and mudstones. *Can. Geotech. J.* 28, 1990, p. 51-61.

# De l'importance du suivi pour maîtriser le dimensionnement des ouvrages géotechniques<sup>1</sup>

## P. SCHMITT

Solétanche-Bachy 133, bd National BP 90250 92504 Rueil-Malmaison

Cet article a pour but de mettre en évidence, à partir d'un nombre significatif d'exemples plus ou moins récents, la nécessité de suivre de façon systématique le comportement réel des ouvrages géotechniques ; on entend ici par suivi non pas l'observation passive, mais la mesure et l'exploitation des mesures, instantanée ou différée, selon une procédure à définir au cas par cas en fonction de l'incertitude et des risques que le concepteur de l'ouvrage se doit d'avoir analysés au préalable. On s'attache dans un premier temps à montrer les limites du calcul géotechnique, face à la complexité et aux exigences croissantes imposées par l'environnement visà-vis de la conception des ouvrages géotechniques. On montre dans un deuxième temps comment le suivi d'ouvrages géotechniques pratiqué lors des dernières décennies (principalement des écrans de soutènement) a pu permettre de valider les approches de calcul classiques reposant sur la notion de coefficient de réaction du sol, de préciser les ordres de grandeur des paramètres associés, de mieux connaître les vraies limites de ces approches simplifiées, et d'apporter un éclairage sur l'utilisation de méthodes numériques de portée plus générale. On donne enfin quelques exemples montrant comment un suivi interactif permet de mieux maîtriser la sécurité et l'optimisation des ouvrages, et comment la teneur et la gestion de ce suivi peuvent être modulées en fonction des risques de dépassement d'états limites, que les analyses préalablement effectuées par le concepteur de l'ouvrage ont normalement permis de détecter.

*Mots-clés* : méthode observationnelle, dimensionnement interactif, écrans de soutènement, rétro-analyses, coefficient de réaction, modèles de comportement, raideur du sol, états limites, analyse de risques.

# Monitoring geotechnical structures : a requirement for design

numerical models.

Abstract

Résumé

This article intends to demonstrate, using a significant number of classical or recent examples, the need for a systematic monitoring of geotechnical structures ; monitoring is considered here as an active process, including continuous measurements and instantaneous or not back-analysis, depending on preliminary evaluation of uncertainties and risks. The first part shows geotechnical calculation limits, compared

with continuously increasing complexity and constraints imposed by environmental requirements. The second part shows how several decades of geotechnical monitoring, more especially in the field of retaining structures, made it possible to validate conventional calculation models such as those resting on subgrade reaction theory, to set relevant orders of magnitude for associated parameters, to better know actual limits of such simplified approaches, and also to provide useful information to calibrate more general

<sup>(1)</sup> Texte de la conférence Coulomb prononcée lors de la séance technique du CFMS le 12 juin 2008.



NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/02/2010.

inter de constant

The third part finally gives examples showing how interactive monitoring makes it possible to better guarantee both safe and optimized designs, and how monitoring process itself may be adjusted in order not to exceed any of the potential limit states detected by preliminary analysis.

*Key words:* observational method, interactive design, retaining structures, back-analysis, subgrade reaction modulus, soil models, soil stiffness, limit states, risk analysis.

## Introduction

La nécessité de confronter les théories à la réalité, en géotechnique comme dans tous les domaines de l'ingénierie, est une évidence dans l'esprit de tous, et ce principe a toujours fait partie de l'enseignement même de la géotechnique.

Force est pourtant de constater que la pratique intègre parfois difficilement cette évidence, dont la prise en compte pourrait être perçue comme une entrave au déroulement optimal des travaux : il est intellectuellement plus confortable, et en première approximation plus efficace, de fonctionner dans un univers virtuel constitué de certitudes inébranlables, ce qui explique qu'au-delà des bonnes intentions, la pratique soit parfois peu réceptive à ce qui risquerait de remettre en cause les fondements, réglementaires ou bibliographiques, sur lesquels repose la conception du projet.

Cet article vise pourtant à montrer que l'évolution des projets et l'expérience acquise au cours des 30 dernières années mettent en lumière non seulement l'importance, mais encore l'absolue nécessité de ce qu'il est convenu d'appeler le suivi géotechnique.

On présente ainsi successivement :

 – quelques réflexions mettant en évidence les limites du calcul géotechnique ;

 quelques exemples démontrant l'intérêt du suivi géotechnique pour améliorer la prévision du comportement réel des ouvrages (principalement des écrans de soutènement);

– quelques exemples visant à montrer l'intérêt du suivi géotechnique pour améliorer la maîtrise de la sécurité des ouvrages, dans le cadre de ce qu'il est convenu d'appeler la méthode observationnelle, version plus contraignante du suivi géotechnique, plus justement décrite par le terme « dimensionnement interactif » (Allagnat, 2005 ; Schlosser et Schmitt, 2007).

# Les limites du calcul géotechnique

On est souvent trop peu conscient de l'évolution considérable, en termes d'exigence vis-à-vis du calcul, générée par l'évolution continue des projets au cours des 30 dernières années.

Le calcul géotechnique des années 70 reposait essentiellement sur des schémas conventionnels issus de la théorie du calcul à la rupture (capacité portante des fondations, équilibre de poussée-butée des écrans de soutènement, etc.) : les dimensionnements étaient donc implicitement établis par référence à des états limites ultimes, dont on se maintenait éloignés en pratique par l'usage de coefficients de sécurité élevés. Ces coefficients de sécurité étaient en partie explicites (« taux de travail du sol » n'excédant pas le tiers de la charge limite par exemple), en partie implicites (hypothèses de calcul réputées sécuritaires), d'où résultait la conviction générale que le calcul géotechnique était largement « dans le sens de la sécurité », au point qu'il pouvait même sembler frustrant, voire coûteux, de faire reposer la conception des ouvrages sur des calculs aussi peu représentatifs.

Les coefficients de sécurité de l'époque étaient même réputés suffisamment élevés pour dispenser, en général, de vérifications approfondies en termes de déplacements.

Ainsi l'apparition dans les bureaux d'études, vers la fin des années 70, des premiers programmes de calculs aux coefficients de réaction, permettant de mieux appréhender qu'auparavant la déformée des écrans de soutènement, a été avant tout perçue comme un moyen de mieux aborder le calcul des sollicitations : le déplacement était un résultat annexe intéressant, mais il n'intervenait pas explicitement dans la procédure de dimensionnement, tant était enracinée dans la pensée dominante de l'époque la conviction que ces déplacements calculés étaient toujours bien supérieurs aux déplacements réels.

Ceci étant, comme c'est souvent le cas, l'évolution des projets dans la période récente s'est avérée beaucoup plus rapide que celle des méthodes de calcul, sous la pression de plusieurs facteurs déterminants parmi lesquels on peut citer :

– la saturation progressive des sites disponibles pour les implantations industrielles ou immobilières, conduisant à travailler dans des terrains aux caractéristiques de plus en plus médiocres, et souvent dans un environnement urbain de plus en plus contraignant, en termes notamment d'exiguïté du site et de sensibilité des ouvrages existants;

 les progrès technologiques permettant de réaliser des ouvrages enterrés de plus en plus profonds, subissant donc de la part du sol des sollicitations de plus en plus importantes;

– le développement des entreprises de travaux spéciaux et de la concurrence associée, conduisant naturellement à renforcer leur compétitivité à travers non seulement des innovations techniques, mais encore à travers l'optimisation continue des dimensionnements, ce qui suppose inévitablement une approche plus rigoureuse de la sécurité.

Corrélativement, l'encadrement réglementaire s'est lui-même développé jusqu'à l'apparition récente des Eurocodes structuraux et de leurs annexes nationales.

Curieusement, une idée couramment répandue est que, dans le domaine de la géotechnique, l'évolution majeure serait la référence accrue aux états limites ultimes, avec l'introduction explicite de coefficients de sécurité partiels, qui n'existaient souvent auparavant, il est vrai, que sous une forme globale ou implicite, alors qu'en réalité l'évolution majeure de ces dernières années est bel et bien la référence aux états limites de service, qui se traduit en premier lieu par l'introduction explicite de nouveaux critères de dimensionnement exprimés en termes de déplacements admissibles.

Le calcul des ouvrages géotechniques repose donc bien dorénavant sur deux préoccupations distinctes, qui sont la sécurité et les déformations, que l'on n'accepte plus d'amalgamer comme auparavant, sous couvert d'un calcul approximatif dont l'imprécision serait compensée par l'introduction plus ou moins explicite de coefficients globaux.

Au contraire, la vérification explicite d'un état limite de service exprimé sous forme d'un critère de déplacement constitue une contrainte doublement draconienne :

- la vérification par le calcul ne comporte plus aucun coefficient de sécurité, qu'il soit explicite, comme c'est le cas pour la vérification d'un état limite ultime, ou implicite, dans la mesure où les valeurs caractéristiques des paramètres de calcul sont censées n'être que des valeurs moyennes (pour un volume de sol réputé homogène) représentant, de façon prudente mais aussi réaliste que possible, les propriétés de la fraction du massif de sol qui se trouve en interaction avec l'ouvrage;

– contrairement au cas d'un état limite structurel, qui ne va généralement pas donner lieu à une vérification *in situ* (la mesure précise de l'ouverture réelle des fissures d'un ouvrage en béton armé fait rarement partie des critères de réception de cet ouvrage), il est bien évident que le maintien en service des constructions existantes, qu'il est indispensable d'assurer, dépend directement des déformations réelles, et non pas théoriques du sol, et que le respect du critère de déplacement faisant l'objet du calcul va donc de plus en plus souvent faire l'objet d'un contrôle *in situ*.

Il en résulte que l'on demande, dorénavant, à ce même calcul dont l'imprécision reconnue était auparavant réputée compensée par l'usage de coefficients de sécurité élevés, de fournir, avec un coefficient de sécurité égal à 1, la valeur réelle exacte de ce qui est le plus difficile à appréhender en géotechnique, à savoir la déformation du sol !

Or qu'a-t-on fait en 30 ans pour accompagner cette exigence déraisonnablement accrue vis-à-vis du calcul ?

Les reconnaissances géotechniques ne semblent pas avoir évolué dans le sens d'une densité plus importante de sondages et d'essais, pourtant indispensables pour mieux cerner les valeurs réelles des paramètres représentatifs du comportement du sol ; au contraire, il est regrettable d'avoir assisté durant cette période à une réduction drastique de l'importance des essais de laboratoire, pourtant seuls capables d'appréhender les lois de comportements complexes dont la maîtrise serait indispensable pour permettre la réalisation de calculs réellement représentatifs.

La seule évolution significative est celle, non pas des méthodes de calcul, qui n'ont pour ainsi dire pas évolué en 30 ans, mais de la puissance des ordinateurs et de la convivialité des logiciels, qui permettent de mettre dorénavant entre toutes les mains des outils très spécialisés, extrêmement complexes et sensibles à des variations mineures de paramètres que plus personne ne mesure ! Ceci explique la persistance, dans la pratique, de méthodes de dimensionnement empiriques, au sens noble du terme, c'est-à-dire basées sur l'expérience et l'observation ; le problème de ces approches est qu'une méthode empirique n'est par définition valable que dans le domaine expérimental nécessairement limité qui a permis de l'établir, et que ce domaine n'est jamais explicitement précisé, alors qu'il est évident que la précision d'une approche empirique décroît très fortement, et même dangereusement, au fur et à mesure que l'on s'approche des frontières de son domaine de validité.

Le praticien a donc aujourd'hui à sa disposition, pour fournir les résultats des calculs de plus en plus précis sur lesquels on lui demande de s'engager, soit des méthodes de calcul numériques très performantes mais qui exigent de lui la connaissance de lois complexes et des paramètres associés, que personne n'est en mesure de lui communiquer, soit des méthodes empiriques dont il ignore le domaine de validité et dont il est par conséquent parfaitement incapable de connaître la précision réelle.

Il est important d'insister sur le fait que l'imprécision du calcul ne provient finalement qu'en partie de l'hétérogénéité du sol, laquelle pourrait en théorie être maîtrisée par des reconnaissances géotechniques plus complètes, réalisées suffisamment en amont des études, et complétées comme il se doit au fur et à mesure de l'avancement du projet, conformément à la norme française relative aux missions d'ingénierie géotechnique (AFNOR, 2006), ainsi que par une détermination plus rigoureuse des valeurs caractéristiques des paramètres de comportement ; mais aucun texte ne traite aujourd'hui le problème, encore plus redoutable, de la précision des modèles de calcul eux-mêmes, et de l'incertitude inhérente à la méconnaissance générale de leurs domaines de validité réels.

Comment expliquer, dans ces conditions, que la conception et la réalisation d'ouvrages géotechniques de plus en plus complexes et audacieux ne soient pas devenues des aventures totalement hasardeuses ?

La seule réponse possible réside dans la prise de conscience progressive, et dans la mise en œuvre, également progressive, envers et contre tout, par les principaux acteurs français et européens de la profession, du « suivi géotechnique », jusqu'à son aboutissement qu'est le « dimensionnement interactif », dorénavant érigé par le guide français établi dans le cadre de l'IREX (Allagnat, 2005), et par l'Eurocode 7 lui-même en méthode de dimensionnement à part entière.

Seule une telle approche pragmatique a pu permettre de pallier l'incertitude inhérente aux différents modèles de calcul, en permettant à la fois :

de la réduire, par l'observation continue des ouvrages pratiquée dans le cadre du suivi géotechnique (cf. § 3);
de la gérer, en recourant chaque fois que nécessaire à la méthode du dimensionnement interactif (cf. § 4).

## Prévision du comportement réel des écrans de soutènement

3

Le calcul des écrans de soutènement fait depuis 30 ans en France l'objet de polémiques entre les partisans des différentes approches, alors que le vrai problème n'est finalement pas tant celui de la validité d'une méthode que celui de son domaine d'utilisation.

Or chaque méthode est associée à un modèle de comportement de l'ouvrage et du sol, et c'est donc la connaissance de ces modèles, déduite de l'expérience et des observations, qui peut seule permettre de préciser les domaines de validité réels des méthodes de calcul associées.

Ainsi les modèles de calcul reposant sur la seule prise en compte de l'équilibre limite de poussée-butée des écrans de soutènement, que plus personne n'utilise aujourd'hui alors que ce sont les seuls capables de prédimensionner efficacement un ouvrage par référence aux états limites d'instabilité rotationnelle décrits par l'Eurocode 7, ont un domaine de validité probablement limité aux ouvrages isostatiques, bien qu'ils aient dans le passé permis de réaliser avec succès des ouvrages plus complexes.

Les modèles de type poutre sur appuis élastiques, dits « aux coefficients de réaction », sont parfois réputés n'avoir qu'un domaine de validité quasi inexistant en raison de la fragilité de leur support théorique, alors que la pratique française des 30 dernières années a démontré au contraire, à la surprise générale, leur efficacité dans le domaine non seulement du dimensionnement, mais encore de la prévision du comportement des ouvrages courants.

La méthode des éléments finis, réputée universelle, est la plus prometteuse dans la mesure où son usage systématique permettrait en théorie d'éluder le problème de la connaissance des modèles de comportement particuliers et des limites d'utilisation des méthodes empiriques associées, qui reposent nécessairement sur la prise en compte de mécanismes simplifiés.

Cependant, cette généralisation butte toujours à l'heure actuelle sur deux problèmes majeurs qui sont la connaissance, insuffisante en pratique, des lois de comportement réellement représentatives du comportement des sols et des paramètres associés, d'une part, et d'autre part, sur l'absence de programme de calcul possédant des fonctionnalités suffisantes pour représenter correctement à la fois la construction, le fonctionnement et l'évolution dans le temps d'une structure enterrée complexe, le comportement réel du massif de sol entourant cette structure, et l'interaction entre les deux : ceci explique que la pratique consiste toujours à l'heure actuelle à enchaîner, dans la plupart des cas, des calculs modélisant séparément la structure, le massif de sol dans son ensemble, et l'interaction entre les deux, cette dernière faisant le plus souvent l'objet de calculs aux coefficients de réaction.

On s'attachera dans ce qui suit à mettre en évidence l'éclairage apporté par le suivi géotechnique sur les questions suivantes, toutes fondamentales pour la mise en œuvre pratique d'un modèle de calcul réellement représentatif du comportement réel de l'ouvrage :

validation du modèle « poutre sur appuis élastiques », et calage des paramètres associés ;

– mise en évidence de quelques modèles de comportement élémentaires, non pris en compte par le modèle précédent, et dont l'observation permet de mieux situer les frontières de son domaine de validité ;

 – calage d'une loi de comportement représentative du comportement réel du sol, dans l'optique de la mise en œuvre d'une modélisation numérique globale ;

 mise en évidence des limites générales des modélisations numériques elles-mêmes. On ne saurait manquer de rendre ici hommage à l'initiateur de cette démarche qu'aura été Daniel Gouvenot, qui avait non seulement compris très rapidement l'importance pratique du suivi comme facteur de progrès pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques, mais avait également su, avec toute la force de persuasion qui le caractérisait, faire progressivement passer cette notion fondamentale dans la culture de l'Entreprise (voir par exemple : Bustamante et Gouvenot, 1978).



## Mise en évidence du modèle « poutre sur appuis élastiques »

Le succès de ce modèle depuis la fin des années 70 provient essentiellement de son intérêt pratique, dans la mesure où il permet, sans complication excessive et moyennant le choix d'un nombre limité de paramètres, une approche plus réaliste que les modèles traditionnels ne reposant que sur la théorie des équilibres limites, lesquels étaient (et sont toujours) bien adaptés à l'étude d'états limites géotechniques au sens de l'Eurocode 7, mais incapables de prendre en compte l'effet cumulé des chargements/déchargements successifs et les déformations réelles des ouvrages, donc peu adaptés à une évaluation réaliste des états limites structurels et des états limites de service.

Cependant ce modèle très pratique, et relativement classique puisque introduit par Winckler et Wertergaard dès les années 20 (Westergaard, 1926 ; Terzaghi, 1955), a longtemps été rejeté par la communauté scientifique, en raison du « scandale géotechnique » sur lequel il reposait, consistant à assimiler le massif de sol à un ensemble de petits ressorts indépendants les uns des autres, ce qui suppose notamment une proportionnalité, contraire à la réalité, entre le déplacement et la contrainte en tout point de l'interface.

C'est donc exclusivement le suivi géotechnique pratiqué sur un nombre représentatif d'ouvrages réels qui aura permis de mettre en évidence la surprenante validité de ce modèle apparemment simpliste, ce qui explique qu'il soit devenu et demeure encore aujourd'hui un véritable standard pour le dimensionnement pratique des écrans de soutènement.

Il faut reconnaître que les raisons de cette représentativité, incontestable puisque démontrée par de multiples observations, restent encore à éclaircir. On peut en effet concevoir qu'il soit licite d'approcher le comportement du sol, dans le domaine limité par le « bulbe de contraintes » représentant la zone d'influence de l'ouvrage (Terzaghi, 1955), par un coefficient de réaction global représentant le rapport, dans ce domaine réputé homogène, de la contrainte moyenne à l'interface au déplacement moyen de cet interface, même si cette proportionnalité supposée n'est évidemment pas représentative du comportement local. Cependant, plusieurs questions restent alors en suspens :

– comment expliquer que le comportement d'un matériau notoirement non linéaire puisse être représenté par un paramètre unique reposant sur le schéma idéal d'un comportement à la fois élastique et linéaire ?

 comment expliquer que les différentes « zones d'influence » du sol au voisinage d'un écran, sollicitées de façons très diverses (mise en butée élastique du massif amont sous l'effet d'ancrages précontraints, mise en butée du sol sous le niveau de fond de fouille pour mobiliser la réaction nécessaire à l'équilibre de l'écran...), puissent être représentées, en supposant le sol intrinsèquement homogène, par une valeur unique d'un coefficient de réaction pourtant inversement proportionnel à la hauteur de cette zone d'influence ?

On verra ci-après comment le suivi géotechnique d'un nombre représentatif d'ouvrages réels a également permis d'apporter des éléments de réponse à ces questions fondamentales.

Rappelons au préalable la modélisation classique, proposée par Terzaghi (1955) et reprise par Ménard (Bourdon et Ménard, 1965), qui consiste à évaluer le coefficient de réaction du sol sollicité en butée élasti-





que par la fiche de l'écran en assimilant cette dernière à une fondation superficielle verticale (à l'anisotropie du sol près), dont l'axe coïnciderait avec le niveau du fond de fouille (Fig. 1).

La demi-largeur de cette semelle équivalente avait été initialement évaluée, par les auteurs précités, aux 2/3 de la fiche totale, ce qui est légitime dans la mesure où les coefficients de sécurité usuels reviennent en pratique à rechercher un encastrement partiel par mobilisation d'une contre-butée vers la base de l'écran, ce qui justifie bien la prise en compte d'une partie seulement de la fiche totale dans l'évaluation de la zone d'influence du sol sollicité en butée sous le niveau de l'excavation.

Un premier intérêt du suivi géotechnique, pratiqué dès le début des années 80, a été de mettre en évidence le fait que cette évaluation forfaitaire était inadaptée aux phases intermédiaires d'excavation de l'écran, pour lesquelles la hauteur située sous le niveau de l'excavation est bien supérieure et pour lesquelles la zone d'influence de l'écran se trouve en pratique bien souvent limitée à une profondeur dépendant plus de la rigidité relative de l'écran par rapport au sol, autrement dit de sa capacité à répartir les efforts, que de la hauteur totale de la fiche, dont la partie inférieure se trouve en pratique peu sollicitée (Fig. 2 ; Schmitt, 1984).

Cette approche plus réaliste de la zone d'influence de l'écran permettait en outre de comprendre, à condition d'admettre l'hypothèse de Terzaghi et Ménard consistant à assimiler la fiche de l'écran à une demisemelle sollicitée par l'effort tranchant transmis par la partie supérieure, pourquoi les différentes zones de mobilisation du sol de part et d'autre de l'écran pouvaient en pratique être représentées par une valeur unique du coefficient de réaction, inversement proportionnelle à une « hauteur d'influence » ne dépendant elle-même dans le cas général que de la rigidité relative de l'écran par rapport au sol, constante pour une inertie d'écran et un module d'élasticité du sol donnés.

Restait à valider l'hypothèse hardie consistant à assimiler la fiche à une demi-semelle verticale sollicitée ponctuellement, ce qu'a également permis l'analyse du suivi géotechnique des ouvrages.

En effet, l'hypothèse retenue pour l'exploitation des mesures de déformation a consisté à définir forfaitairement la hauteur d'influence de l'écran comme la hauteur sur laquelle le déplacement était supérieur ou égal à 20 % de sa valeur maximale (Fig. 3 ; Schmitt, 1984).



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 126-127 1º et 2º trimestres 2009 L'exploitation synthétique des déformées mesurées par inclinométrie a permis d'établir que la hauteur d'influence « a » ainsi définie était en moyenne égale à 1,4 fois la longueur élastique l<sub>0</sub> de l'écran, avec l<sub>0</sub> = (4. EI/k)<sup>1/4</sup>, où EI est le produit d'inertie de l'écran et k le coefficient de réaction du sol (Schmitt, 1998).

On vérifie en effet que cette expression est compatible avec les formulations empiriques directement issues de l'exploitation des mesures (Schmitt, 1995), soit :

a = 1,7. (EI/E<sub>M</sub>/ $\alpha$ )<sup>1/3</sup> (Fig. 4)

k=3.6 .  $E_{_{\rm M}}/(\alpha.a)=2.1$  .  $(E_{_{\rm M}}/\alpha)^{4/3}/(EI)^{1/3}$ 

où  $E_M$  est le module pressiométrique Ménard et  $\alpha$ , le coefficient de structure fonction de la nature des sols.

Or l'application directe de la théorie des poutres sur appuis élastiques sollicitées ponctuellement montre que la distance à laquelle le déplacement résiduel n'est plus égal qu'à 20 % du déplacement maximal est précisément égale à 1,6 ×  $l_{0'}$  à comparer à 1,4 ×  $l_0$  mesuré (Schmitt, 1998).

Cette concordance à moins de 15 % près entre mesures et prévisions théoriques de l'ordre de grandeur de la hauteur « a » démontre clairement le bienfondé de l'application de la théorie des poutres sur appuis élastiques au comportement du sol mobilisé en butée par un écran de soutènement.

Le suivi géotechnique d'une quantité significative d'ouvrages réels depuis le début des années 80 aura donc finalement permis :

 - d'établir la validité du modèle « poutre sur appuis élastiques » pour représenter le comportement réel des ouvrages courants ;

 - d'expliquer en partie les raisons de cette validité a priori surprenante ;

 - d'établir un ordre de grandeur des valeurs des paramètres empiriques à associer à ce modèle de calcul.



## Mise en évidence des limites du modèle « poutre sur appuis élastiques »

Comme indiqué plus haut, la question à laquelle il devrait être obligatoire de répondre sitôt établie une méthode de dimensionnement ou une formulation de nature empirique est celle de son domaine de validité. Les limites du modèle « poutre sur appuis élastiques », sur lequel repose actuellement la justification des ouvrages courants, ont pu être cernées à partir de l'observation de quelques ouvrages ayant fait l'objet d'un suivi attentif.

#### 3.2.1

#### Limites temporelles

Le calage des paramètres représentatifs du modèle « poutre sur appuis élastiques » repose sur le suivi géotechnique d'ouvrages généralement assuré pendant les phases de construction. Malheureusement, on dispose de peu d'exemples de suivi prolongés en phase d'exploitation, ce qui fait que le domaine de validité temporel des paramètres usuels est extrêmement incertain.

L'exemple de la paroi moulée de Colombes fait exception dans la mesure où le suivi de cet ouvrage par inclinométrie a été prolongé pendant plus d'une année après la fin des terrassements, ce qui a permis de mettre en évidence une chute de 1 à 2 des valeurs du coefficient de réaction du sol dans les terrains supérieurs compressibles, constitués de remblais et d'alluvions modernes (Fig. 5 ; Londez *et al.*, 1997).



La généralisation de ce résultat intéressant mais malheureusement ponctuel serait toutefois d'autant plus hasardeuse que :

 – on ignore tout de l'évolution ultérieure des déformations de l'ouvrage ;

– l'évolution rapportée ci-dessus concerne essentiellement la partie nord de l'ouvrage, située en bordure de Seine, mais n'a pas été confirmée par le suivi pratiqué dans la partie Sud, sans que cette différence de comportement ait pu être clairement expliquée (variabilité spatiale de la nature des alluvions ? comportement d'ensemble du massif limité par les berges de la Seine sous l'effet de la précontrainte ?...);

– le cas des alluvions modernes est peut-être particulier. On pourrait être tenté de voir dans l'évolution constatée une simple conséquence de la pratique courante qui consiste à assimiler le module pressiométrique, déduit d'un palier de chargement maintenu pendant une minute, à un module « à long terme », y compris dans le cas de sols contractants.

Concernant ce dernier point, on rappelle en effet que l'interprétation classique consiste à déduire de l'essai pressiométrique un module d'élasticité drainé en supposant l'identité des modules déviatoriques instantané et différé, identité clairement établie dans le cas d'un matériau dont le comportement serait idéalement élastique et linéaire, ce qui n'est précisément pas le cas des sols.

Au contraire, dans le cas des argiles molles pour lesquelles les déformations différées sont précisément prépondérantes, la contractance génère un comportement non élastique se traduisant par l'apparition de pressions interstitielles y compris dans le domaine déviatorique, d'où il résulte que les déformations mesurées lors de l'essai pressiométrique sont associées à des contraintes effectives plus faibles que ne le suppose l'interprétation classique, laquelle a donc *a priori* tendance à surestimer la valeur du module différé.

Les valeurs traditionnelles du coefficient de structure  $\alpha$ , permettant de passer du module pressiométrique  $E_M$  représentatif du comportement du sol en expansion au module d'Young  $E_M/\alpha$  représentatif du comportement du sol en compression (Gambin, 2005 ; Ménard, 1965), n'intègrent pas ce phénomène, dont la prise en compte amènerait à envisager des valeurs de  $\alpha$  croissantes quand le degré de consolidation de l'argile diminue, alors que c'est l'inverse qui est traditionnellement retenu.

Un coefficient d'ajustement théorique à appliquer au module pressiométrique pour tenir compte de ces phénomènes, fonction du coefficient A proposé par Skempton pour exprimer, précisément, les surpressions interstitielles générées par des sollicitations déviatoriques, a pu être proposé par Lavisse et Schmitt (2004), et



pressiométrique en fonction du coefficient A de Skempton.

Ratio between long term and pressuremeter moduli *versus* Skempton A coefficient.





FIG. 7



**Déplacements calculés et mesurés au Port du Havre en fonction du temps et des cycles de marées.** Calculated and measured displacements in Le Havre *versus* time and tide cycles.

REVUE FRANÇAISE DE G

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 126-127 1ª et 2ª trimestres 2009



corroboré par le suivi géotechnique consistant à mesurer le tassement en fonction du temps sous des remblais de préchargement au port de Rouen (Fig. 6).

Il va sans dire que d'autres exemples de tels suivis seraient nécessaires pour préciser de façon plus systématique les valeurs représentatives du comportement à long terme des argiles, en l'absence d'essais oedométriques.

Un autre exemple de méconnaissance des effets du temps est celui des ouvrages maritimes soumis à des sollicitations cycliques : la section instrumentée de la paroi moulée du quai de Port 2000 au Havre met ainsi en évidence l'effet des cycles de marée sur les déplacements en tête, notablement différents des prévisions données par les calculs traditionnels, que ce soit en termes d'amplitude ou en termes d'évolution (Figs. 7 et 8; Delattre *et al.*, 2005 ; Marten, 2005 ; Sayavong, 2008).

Inversement, le comportement du mur de quai de Deauville en paroi préfabriquée, continûment observé au cours des cycles de marées avait pu, quant à lui, être correctement prédit par les calculs classiques (Fig. 9; Bustamante et Gouvenot, 1978).

On verra qu'une explication possible de cette différence peut être trouvée dans un effet d'échelle, puisqu'il s'agit d'un ouvrage de 1,2 m d'épaisseur et de 40 m de hauteur dans le premier cas, de 0,35 m d'épaisseur et de 12 m de hauteur dans le second.

On met ainsi en évidence un autre problème, qui est celui de la validité des modèles de comportement traditionnels dans le domaine non plus temporel, mais spatial.

#### 3.2.2

#### Limites géométriques

Il est clair que le modèle de comportement « poutres sur appuis élastiques », dont la validité a été démontrée vis-à-vis de la prédiction du comportement à court terme des ouvrages courants isolés, peut difficilement prétendre à la même efficacité vis-à-vis de la prise en compte d'interactions entre ouvrages voisins, ou de la prise en compte de la déformation d'ensemble du massif de sol avoisinant l'écran.

La difficulté pratique à laquelle doit faire face le concepteur est donc de déceler l'existence de ces phénomènes, et d'apprécier à partir de quand il y a lieu de les prendre explicitement en compte au moyen d'une méthode appropriée. On conçoit que le suivi géotechnique joue ici encore un rôle déterminant.

Un exemple de circonstance dans laquelle l'interaction entre ouvrages voisins peut jouer un rôle favorable vis-à-vis du comportement de l'écran est celui des tranchées couvertes de faible largeur, dans lesquelles les « bulbes de contraintes » correspondant à la mobilisation du terrain en butée sous le niveau de l'excavation ont naturellement tendance à interagir.

Un tel exemple a pu être donné par le suivi géotechnique de la paroi moulée de la trémie Pasteur, à Rouen, dont les déformations mesurées se sont trouvées être environ quatre fois plus faibles que prévu. L'explication a pu en être partiellement trouvée dans un effet tridimensionnel, lié d'une part à la localisation de la section de mesures au voisinage d'une transition entre deux zones appuyées différemment et, d'autre part, au mode de butonnage progressif en fonction de l'avancement de l'excavation, non pris en compte par les calculs à deux dimensions traditionnels (Nguyen, 2003).

Cependant un coefficient de réaction trois fois plus élevé que celui résultant de la formulation empirique rappelée au § 3.1, et établie à partir du suivi d'ouvrages isolés, a pu être justifié dans ce cas en estimant tout simplement le raccourcissement élastique de la tranche de sol comprimé par les deux parois en vis-à-vis, ce qui est relativement logique (Fig. 10 ; Escobar, 2001).



Un autre exemple classique d'interaction, défavorable cette fois-ci, est celui de tirants scellés au terrain à une trop faible distance de l'écran pour que les sollicitations induites dans le massif amont puissent être dissipées par cisaillement interne : c'est ce qui se produit lorsque la proximité d'ouvrages enterrés, ou l'interdiction de réaliser des tirants sous le tréfonds des immeubles, ne permet pas de satisfaire à la condition de Kranz.

Dans ce cas, la mise en butée du massif par les scellements induit un complément d'efforts sur l'écran que ne permettent pas de prendre en compte les méthodes classiques d'évaluation de la poussée des terres, et qu'il y a lieu d'intégrer au moyen de méthodes appropriées.

Tel est le cas par exemple de l'écran composite (paroi berlinoise surmontant une paroi moulée) réalisé à Monaco pour la construction du parking semienterré de l'immeuble Le Testimonio (Fig. 11 ; Schlosser, 2007) : l'interdiction administrative de réaliser des tirants de plus de 15 m de longueur rendait à l'évidence



leur efficacité problématique vis-à-vis de la réalisation d'une excavation de 35 m de hauteur, le supplément d'efforts résultant de l'inévitable interaction étant alors repris par les planchers de la superstructure, dont la construction devait alors impérativement être commencée avant les phases d'excavation profondes.

Le suivi géotechnique a dans ce cas fort heureusement confirmé l'ordre de grandeur des résultats des calculs aux éléments finis (Fig. 12), seuls capables de prendre en compte non seulement les sollicitations supplémentaires induites par les tirants trop rapprochés, mais encore le déplacement d'ensemble du massif d'éboulis dans lequel étaient scellés ces tirants, déplacement ignoré par les calculs traditionnels qui supposent fixes les points d'ancrage, et n'intègrent donc dans la déformée calculée que l'effet de l'allongement élastique du tirant.

Cet exemple réel met bien en évidence le grand intérêt de la méthode de Kranz en tant qu'indicateur des limites de validité des méthodes de calcul traditionnelles.

Cependant, une question encore mal résolue est celle, souvent associée à la précédente mais pas nécessairement, de la limite à partir de laquelle il convient de prendre en compte le risque d'un déplacement d'en-



Comparaison entre les déplacements du sol mesurés et calculés derrière le soutènement du Testimonio. Comparison between measured and calculated soil displacements behind Le Testimonio wall.



semble important du massif de sol, sans que ce déplacement ne soit nécessairement associé à une interaction entre les ancrages et l'écran.

Ainsi l'exemple du Testimonio est particulièrement intéressant dans la mesure où se posaient clairement les deux problèmes (interaction et déplacement d'ensemble).

Le cas plus ancien de la paroi moulée du parking de l'hôtel Hilton, à Cannes (Fig. 13), donne l'exemple d'une interaction liée à l'impossibilité de réaliser des tirants assez longs compte tenu de l'existence d'une paroi adjacente, interaction encore une fois décelée au moyen de la méthode de Kranz et prise en compte, non pas par la méthode des éléments finis, mais par ajout manuel à la courbe de poussée du supplément provenant de la part de réaction d'appui non dissipée dans le massif amont, et repris par butonnage complémentaire (butonnage intérieur lui-même insuffisant pour reprendre la réaction totale compte tenu des portées importantes et des risques de flambement associés, raison de ce système d'appui composite dans lequel les tirants étaient davantage considérés comme un frein que comme un appui à part entière).



Gravelines power plant permanent diaphragm wall and anchors.

Dans ce cas, le problème posé, et ainsi résolu, était celui d'une interaction et non d'un déplacement d'ensemble, lequel n'a d'ailleurs nullement été mis en évidence.

A l'inverse, l'exemple encore plus ancien mais désormais classique de la paroi moulée du canal d'amenée de la centrale de Gravelines est celui de tirants définitifs scellés dans un massif de sables limoneux, dont le suivi géotechnique a mis en évidence le déplacement d'ensemble, notablement supérieur au déplacement calculé, lequel n'intégrait que les déformations locales de l'écran lui-même et l'allongement élastique du tirant (Figs. 14 et 15 ; Bustamante et Gouvenot, 1978).

Dans ce cas, l'absence d'interaction avait pu être vérifiée par le respect de la condition de Kranz, et le problème posé est donc exclusivement celui de la déformation intrinsèque du massif arrière sollicité, sur l'ensemble de la hauteur de l'écran, par plusieurs niveaux de tirants d'ancrage, ce qu'il avait à l'époque été convenu d'appeler « effet-gabion » par analogie avec le fonctionnement des ouvrages massifs réalisés au moyen de gabions de palplanches métalliques.



Il semble donc bien que le modèle de comportement « effet gabion », ou « déformation du massif de sol sollicité par un soutènement multi-ancrages », soit à distinguer, même s'il peut dans certains cas lui être superposé, du modèle « interaction entre les ancrages et l'écran » généralement associé au non respect de la condition de Kranz.

30 ans après l'exemple de Gravelines, on ne dispose toujours pas d'indicateur permettant de fixer clairement les limites du déclenchement de ce modèle de comportement particulier, indicateur à rechercher probablement non pas dans la résistance au cisaillement du sol comme dans le cas de Kranz mais dans les paramètres de déformation du sol (l'ordre de grandeur des déplacements mesurés à Gravelines avait à l'époque pu être parfaitement retrouvé par simple intégration des équations de Bresse, permettant d'approcher la déformée élastique, principalement due à l'éffort tranchant, de la « poutre de sol » constituée par le gabion fictif ; Bustamante et Gouvenot, 1978).

Il est à cet égard intéressant de comparer les exemples de Colombes et de Gravelines (Figs. 3 et 14), dans la mesure où il s'agit dans les deux cas de soutènements multi-ancrages permanents, dont les suivis géotechniques à un ou deux ans ont mis en évidence l'absence totale de déplacement d'ensemble dans un cas (le modèle « poutre sur appuis élastiques » s'étant au contraire avéré d'une pertinence remarquable dans l'exemple de Colombes), l'existence d'un déplacement d'ensemble non seulement significatif, mais encore prépondérant dans l'autre cas.

L'explication de ces deux comportements extrêmes se trouve à l'évidence dans la comparaison des modules de déformation des massifs d'ancrage des scellements : marnes et caillasses de la région parisienne dans un cas, sables limoneux de Dunkerque dans l'autre.

Un autre intérêt majeur du suivi pratiqué à Gravelines aura été la mise en évidence du temps important, de l'ordre d'une année, mis par l'effet-gabion à se manifester. Ceci renvoie au paragraphe précédent (limites temporelles des modèles de comportement), et remet en cause la pratique générale qui consiste à ne s'inquiéter de l'évolution des déformations dans le temps que dans le cas des terrains argileux, réputés susceptibles de fluer alors que les massifs sableux ne le seraient pas...

#### 3.2.3

#### Limites mécaniques

On a vu que la pertinence du modèle « poutre sur appuis élastiques » avait pu être démontrée vis-à-vis de la représentation des modes de sollicitations usuels des ouvrages les plus courants, à savoir la mise en butée du sol côté amont sous l'effet des charges concentrées exercés par les appuis supérieurs, d'une part, la mise en butée du sol constituant l'appui inférieur de l'écran sous le niveau du fond de fouille, d'autre part.

On a vu également que l'identité des coefficients de réaction associés à ces deux modes de sollicitations classiques s'expliquait par le fait que la « hauteur d'influence » du chargement était dans les deux cas fonction du même paramètre, à savoir la rigidité relative de l'écran par rapport au sol, traduite par la notion classique de « longueur élastique », l<sub>o</sub> (comme l'avait d'ailleurs déjà mis en évidence Westergaard (1926) dans le domaine du comportement des radiers soumis aux sollicitations ponctuelles exercées par des poteaux).

Le suivi géotechnique d'ouvrages réels a également permis de mettre en évidence d'autres modes de fonctionnement, ne remettant pas nécessairement en cause la validité pratique du modèle « poutre sur appuis élastiques », mais démontrant la nécessité d'associer à ces modes de sollicitation spécifiques des valeurs particulières du coefficient de réaction.

Ainsi on observe parfois, dans le cas d'écrans de soutènement très rigides réalisés dans des terrains très compressibles (Fig. 16 par exemple), des déplacements plus faibles que ceux évalués au moyen de la formulation précédemment rappelée : cela s'explique parfaitement dans la mesure où la hauteur d'interaction, dont on a vu que l'ordre de grandeur prévu par la théorie des poutres sur appuis élastiques et confirmé par le suivi géotechnique d'ouvrages réels était  $1.5 \times l_{0'}$  peut être alors supérieure à la fiche réelle de l'écran, ce qui n'a physiquement aucun sens.



Il y a donc lieu en pareil cas, comme cela était d'ailleurs recommandé dès l'origine (Schmitt, 1995), d'utiliser la formule d'évaluation du coefficient de réaction sous sa forme décomposée en distinguant :

 – la hauteur d'interaction, qu'il convient alors de borner aux 2/3 de la fiche totale comme initialement recommandé par Terzaghi et Ménard ;

– le coefficient de réaction, proportionnel au module de déformation du sol et inversement proportionnel à la hauteur d'interaction « a », et dont la valeur moyenne a pu empiriquement être approchée par l'expression générale : k = 3,6 .  $E_M/(\alpha \cdot a)$ .

A l'inverse, on est parfois surpris d'observer, à l'occasion d'essais de rabattement de grande ampleur réalisés à l'intérieur d'une enceinte périmétrale étanche, des déplacements notablement supérieurs à ceux calculés en utilisant des valeurs traditionnelles du coefficient de réaction.

C'est oublier que le mode de sollicitation de l'écran n'a alors plus rien à voir avec le cas d'un chargement ponctuel, puisqu'il s'agit au contraire de l'application d'un différentiel de pression hydrostatique, triangulaire sur la hauteur du rabattement et uniforme en partie inférieure, appliqué à l'ensemble de la hauteur de l'écran : la hauteur d'interaction n'a alors à l'évidence plus rien à voir avec l'inertie de l'écran, dont le compor-



El Behoos station diaphragm wall, Cairo metro project.



wall calculated and measured displacements during the pumping test.

tement s'apparente plutôt à celui d'une semelle souple de grandes dimensions uniformément chargée.

Le coefficient de réaction devrait alors en pareil cas être évalué, comme précédemment, en utilisant une valeur de a plus proche de la hauteur totale de la fiche que de la longueur élastique de l'écran, laquelle peut s'avérer cette fois-ci notablement plus faible.

C'est ce qu'a mis clairement en évidence le suivi géotechnique des déformations de la paroi moulée de la station El Behoos de la ligne 2 du métro du Caire (Fig. 17 ; Bazin et Schmitt, 2001), au moyen d'inclinomètres de près de 50 m de hauteur ayant permis de distinguer l'effet des terrassements, à 25 m de profondeur, et celui du rabattement, qui avait fait l'objet d'un essai préalable au cours duquel il a été possible d'observer une translation de la paroi moulée, uniquement limitée en pied par l'encastrement dans le radier injecté réalisé entre 40 et 47 m de profondeur (Fig. 18).

La difficulté pratique est la superposition, pendant les phases de terrassement, des modes de sollicitations mécaniques (mise en butée du sol par recherche d'un appui inférieur) et hydrauliques (entraînement de la fiche sous l'effet de la poussée hydrostatique), superposition vis-à-vis de laquelle on peut supposer que la valeur pertinente du coefficient de réaction est intermédiaire entre les valeurs associées à ces deux modes de sollicitation, sans qu'il soit malheureusement possible d'en dire beaucoup plus (Fig. 19).

Se pose également de façon cruciale le problème de la limite à partir de laquelle ce modèle de comportement « fiche hydraulique » devient déterminant : il a pu être mis en évidence au Caire compte tenu de l'importance exceptionnelle de l'ouvrage et des sollicitations associées, sans être pour autant critique compte tenu de la compacité des terrains.

Il peut être négligé dans les cas courants, comme le montre clairement le suivi géotechnique généralement pratiqué sur ces ouvrages, mais peut au contraire redevenir critique dans le cas d'ouvrages qui, sans être de dimensions exceptionnelles, seraient réalisés dans des terrains fortement compressibles.

L'établissement d'indicateurs permettant de préciser les limites d'apparition de ce modèle de comportement reste un sujet de recherche appliquée particulièrement important.

On a ainsi pu mettre en évidence la pertinence du modèle « fiche hydraulique » dans le cas du mur de quai du Havre (Figs. 8 et 20 ; Delattre *et al.*, 2005 ; Marten, 2005 ; Sayavong, 2008), où l'effet de la marée, même de faible amplitude, se traduisait par un déplacement d'ensemble significatif sur la totalité de la hauteur de l'ouvrage (dont on rappelle qu'elle atteint 40 m, ce qui fait qu'une marée de faible amplitude se traduit par





une sollicitation résultante considérable), et finalement par un comportement du sol plus souple que prévu, entraînant à la fois des déplacements plus importants et des courbures plus faibles (Figs. 21 et 22).

A l'inverse, il a pu être légitimement négligé dans le cas du mur de quai de Deauville, dont on rappelle que la hauteur n'excède pas 12 m (Figs. 9 et 23).

Sur le plan mécanique, une autre limitation du modèle « poutre sur appuis élastiques » est son incapacité à prendre en compte les arcs de décharge, qui peuvent exister aussi bien dans des plans horizontaux, dans le cas d'excavations de petites dimensions, que dans le plan vertical.

Il ne s'agit d'ailleurs pas à proprement parler, là non plus, d'une limitation de la méthode, dans la mesure où les programmes de calcul permettent souvent l'in-



troduction manuelle de diagrammes de poussée (diagrammes empiriques de Terzaghi et Peck par exemple), certains programmes d'origine anglo-saxonne proposant même des algorithmes permettant une prise en compte automatique des transferts de charges des zones déformables vers les zones plus rigides.

De tels transferts ont pu être mis en évidence à l'occasion du suivi de plusieurs ouvrages ; leur importance relative est d'autant plus grande que la hauteur excavée et la hauteur d'eau sont faibles, ce qui justifie parfaitement qu'on les considère généralement comme négligeables pour les ouvrages courants.

Le suivi géotechnique de quelques ouvrages particuliers a cependant pu mettre en évidence, dans le cas d'excavations hors d'eau, un risque de sous-estimation des sollicitations pouvant s'avérer critique dans





phases d'excavation et de mise en tension des tirants (1 bar = 10<sup>5</sup> Pa). Comparison between Deauville quay wall calculated and measured deflections during first excavation and tensioning stages.

le cas de systèmes d'appuis présentant des contrastes de rigidités importants (Fig. 24) : de telles dispositions sont donc clairement à éviter en l'absence de justifications particulières.





# Recherche d'un modèle de comportement général

La multiplicité des modèles de comportement, la difficulté de connaître leurs limites et de les prendre correctement en compte dans le cadre de méthodes simplifiées amènent naturellement à se poser la question, qui n'est pas nouvelle, de la pertinence d'approches de dimensionnement empiriques alors que des modèles numériques sont disponibles, qui permettraient de prendre en compte la totalité des mécanismes en jeu.

Cette question est d'autant plus cruciale que les praticiens sont effectivement, qu'ils le veuillent ou non, « condamnés » à utiliser la méthode des éléments finis dans le cas de projets complexes, qui ne peuvent être correctement appréhendés à partir des seules méthodes traditionnelles : il peut dès lors s'avérer dangereux d'avoir recours, pour dimensionner des projets exceptionnels, à des méthodes qui n'ont pas été suffisamment validées, ou dont les paramètres n'ont pas été suffisamment calibrés dans le cadre de projets courants.

L'efficacité du modèle « poutre sur appuis élastiques » pour les projets courants explique bien évidemment le peu d'efforts qui ont été déployés pour calibrer des modèles numériques plus généraux, exercice plus difficile compte tenu du plus grand nombre de paramètres en jeu, et surtout de la disponibilité insuffisante d'essais de laboratoire permettant de mesurer ces paramètres.

Le calibrage à partir du suivi géotechnique de projets courants n'a donc pu être tenté qu'au moyen de modèles simplifiés, dont les paramètres sont plus faciles à corréler avec l'essai pressiométrique, qui est toujours le plus pratiqué en France à l'heure actuelle.

On a ainsi facilement mis en évidence que, dans le cas d'un projet simple relevant du modèle classique « poutre sur appuis élastiques », l'ordre de grandeur du déplacement mesuré pouvait généralement être retrouvé avec une loi de comportement simplifiée reposant sur l'élasticité linéaire et le critère de rupture de Mohr-Coulomb, à condition d'utiliser une valeur du module d'Young relativement élevée par rapport à celles déduites des recommandations de Ménard (1965), qui définit  $E_M/\alpha$  comme le « module d'Young du sol dans un champ de contraintes de compression ».

Il y a de ce point de vue parfaite concordance, ce qui n'est pas anormal, entre les calculs reposant sur la théorie de l'élasticité linéaire et ceux reposant sur la théorie du coefficient de réaction, qui n'est rien d'autre qu'une simplification de l'élasticité linéaire : les rétroanalyses associées au suivi géotechnique d'ouvrages courants conduisent ainsi généralement, dans les deux cas, à un ordre de grandeur du module d'Young supérieur à 4.  $E_{M}/\alpha$ .

On a ainsi pu montrer, en appliquant la formule empirique k = 3,6 .  $E_{M}/(\alpha \cdot a)$  déduite de l'observation d'écrans de soutènement (Schmitt, 1995) au cas d'une semelle de fondation et en comparant le résultat obtenu à des calculs numériques conduits en élasticité linéaire, que le module d'Young équivalent était de l'ordre de 4,7 .  $E_{M}/\alpha$  (Fig. 25 ; Schmitt, 1998).

De même, un ordre de grandeur de 4 à 5  $E_M/\alpha$  a pu être déduit de l'analyse par éléments finis de mesures du déplacement horizontal de quelques ouvrages, comme la Trémie Pasteur à Rouen (Fig. 30 ; Azoune, 2002 ; Escobar, 2001), la station d'épuration de Colombes (Plumelle *et al.*, 2005), ainsi que certains ouvrages étudiés par d'autres auteurs (Phienwej *et al.*, 1998).



E = 4 × Ey - Mohr-Coulomb
 RG. 26
 Comparaison entre tassements calculés et mesurés derrière la station El Behoos du métro du Caire.
 Comparison between calculated and measured settlements behind Cairo metro El Behoos station.



Ceci étant, l'utilisation de l'élasticité linéaire dans le cadre d'un calcul numérique de portée générale constitue une limitation importante, dans la mesure où seuls les déplacements horizontaux peuvent alors être exploités. En effet, l'impossibilité de distinguer le comportement du sol en chargement et en déchargement du sol provoqué par l'excavation, ainsi que cela a pu être mis en évidence par comparaison avec des mesures de tassements effectuées au voisinage de certaines des stations de la ligne 2 du métro du Caire (Fig. 26 ; Bazin et Schmitt, 2001).

De plus, cette loi simplifiée ne permet pas non plus de simuler à la fois le comportement d'un soutènement et celui d'une fondation, dans la mesure où la synthèse des suivis géotechniques pratiqués pour ces deux types d'ouvrages conduit à des modules d'Young équivalents généralement plus élevés (Fig. 27 ; Schmitt, 1998) dans le cas d'un soutènement (pour lequel, comme indiqué précédemment, on constate en général que  $E_y = 4 \text{ à 5}$ .  $E_M/\alpha$ ) que dans le cas d'une fondation (pour laquelle on constate en général, si l'on exclut le cas des argiles molles pour lesquelles les valeurs peuvent être nettement plus faibles comme indiqué au §3.2.1, que  $E_y = 1 \text{ à 4} \cdot E_M/\alpha$ ; Combarieu, 2006). Ainsi la figure 28 compare, pour différentes valeurs de la largeur a d'une semelle de fondation, le rapport entre le tassement obtenu par application de la théorie de l'élasticité linéaire, en supposant le module d'élasticité du sol égal au rapport  $E_{M}/\alpha$  du module pressiométrique au coefficient de structure du sol, et celui obtenu par application directe des règles pressiométriques (Ménard, 1965).

L'accroissement important de ce rapport avec la largeur de la semelle traduit, selon Ménard, l'effet de la non linéarité du comportement du sol, qui le rend d'autant plus raide qu'il est plus éloigné, donc plus faiblement sollicité par la fondation.

Il n'en demeure pas moins que l'extrapolation, à une fondation souple de dimensions importantes, d'une formulation déduite du chargement de fondations rigides de moins de 2 m de largeur mériterait probablement quelques réserves, et ce d'autant plus que le passage à la limite consistant à appliquer les recommandations proposées par ailleurs par Ménard pour calculer le tassement sous le centre d'une fondation souple de grande largeur, à savoir un remblai reposant sur une couche de sol compressible, conduit à un rapport de tassements non plus supérieur, mais inférieur à 1 puisqu'il est alors proposé d'effectuer le calcul en assimilant à  $E_M/\alpha$  le module de déformation vertical du sol, qui serait en l'occurrence non plus son module d'Young mais son module oedométrique (Gambin, 2005 ; Ménard, 1965).

Cette différence entre la raideur apparente du sol vis-à-vis des ouvrages de fondation et de soutènement remet d'ailleurs en cause l'explication qui avait initialement pu être proposée pour expliquer les fortes valeurs des coefficients de réaction déduites du suivi des ouvrages de soutènement comparativement aux ordres de grandeur antérieurement proposés par Terzaghi et Ménard, et qui reposait exclusivement sur la non linéarité du comportement du sol (Schmitt, 1984).

La non-linéarité est en effet une caractéristique intrinsèque du terrain, indépendante du type d'ouvrage géotechnique, et il n'y a aucune raison de penser que les ouvrages de fondation soient systématiquement associés à un taux de mobilisation du sol, en « butée verticale », plus élevé que les ouvrages de soutènement qui le sollicitent en « butée horizontale ».

En revanche, une différence fondamentale est que le sol, s'il est généralement sollicité de façon monotone par un ouvrage de fondation, se trouve systématique-



ment sollicité en déchargement (excavation), puis en rechargement (mise en butée) dans le cas d'un écran de soutènement, ce qui induit inévitablement un comportement plus raide ; l'usage de modèles numériques amène d'ailleurs à constater que, dans le cas d'une loi de comportement plus complexe que l'élasticité linéaire, l'incidence des paramètres de déchargement sur le déplacement calculé d'un écran ( $E_{ur}, v_{ur}, \kappa...$ ) est au moins aussi grande, sinon plus, que celle des paramètres de premier chargement (E, v,  $\lambda...$ ).

Les calculs effectués pour rendre compte du comportement observé de la Trémie Pasteur, à Rouen, ont ainsi mis en évidence, toutes choses égales par ailleurs, que l'hypothèse d'un comportement linéaire ou hyperbolique en premier chargement était sans incidence sensible, tandis que le seul fait de multiplier par 3 le module d'élasticité en déchargement-rechargement E<sub>ur</sub> suffisait à diviser le déplacement par 2 (Fig. 29 ; Escobar, 2001).

Ce constat renforce d'ailleurs la pertinence de la théorie du coefficient de réaction, qui caricature certes l'élasticité linéaire, mais en se limitant à un domaine de déchargement-rechargement qui se trouve être, précisément, celui dans lequel le comportement du sol peut être valablement approché par un tel modèle.

Par contre, le coefficient de réaction a l'immense mérite de ne pas prétendre représenter le comportement du sol vis-à-vis d'un mode de sollicitation bidirectionnel, contrairement au cas d'un calcul aux éléments finis conduit en élasticité linéaire, et qui serait censé représenter avec un jeu unique de paramètres le comportement du sol aussi bien vis-à-vis d'une fondation que d'une excavation.



**NG. 29** Mise en évidence de l'importance du module de déchargement-rechargement du sol comparativement au modèle retenu pour le premier chargement du sol.

Importance of the choice of the unloadingreloading modulus compared with that of the primary loading model.





Ceci justifie que les calibrages des modèles numériques dans le domaine des écrans de soutènement soient maintenant le plus souvent effectués vis-à-vis de modèles non linéaires (Cam-Clay, loi hyperbolique...).

Dans le cadre du modèle hyperbolique, les calages récemment effectués comparativement aux mesures de déformations des parois moulées de la trémie Pasteur, à Rouen (Fig. 30 ; Azoune, 2002 ; Escobar, 2001), et de Colombes (Plumelle *et al.*, 2005 ; Serrai, 2001), ont permis de mettre en évidence que le module  $E_{50}$ , qui représente théoriquement le module de déformation sécant à 50 % de la rupture, et est généralement associé, à défaut de mesures dignes de ce nom, à un module de déchargement-rechargement  $E_{ur}$  trois fois plus élevé, se trouve être d'un ordre de grandeur 2 fois plus faible que le module d'Young qui permettrait de retrouver le même déplacement dans le cadre d'un calcul en élasticité linéaire, soit  $E_{50}$  de l'ordre de 2 à  $3 \cdot E_{M}/\alpha$  comparativement à  $E_{v} = 4$  à  $5 \cdot E_{M}/\alpha$ .

Il est intéressant de remarquer que, dans le cas d'un sol normalement consolidé, pour lequel le coefficient de poussée des terres au repos est classiquement estimé à partir de la formule empirique  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ , tandis que l'état critique atteint en conditions triaxiales est classiquement décrit par le coefficient de butée de Rankine  $K_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$ , on peut facilement montrer que le déviateur dans l'état initial du terrain en place est égal à la moitié du déviateur à la rupture (Plumelle *et al.*, 2005).

On peut donc en première approximation admettre que le module à prendre en compte vis-à-vis d'un chargement vertical monotone (cas d'un projet de fondation) serait le module tangent à 50 % de la rupture, soit  $E_{50tengent} = E_{50tecant}/2$  dans l'hypothèse d'un comportement hyperbolique (Fig. 31).



Dans la mesure où le comportement du sol sollicité en décompression/recompression (excavation/ mise en butée) par un écran de soutènement est en partie décrit par un module de déchargement/rechargement  $E_{ur} = 3 \cdot E_{50sécant'}$  on peut aisément expliquer un comportement notablement plus raide que vis-à-vis d'une fondation : il n'est finalement pas illogique qu'un calcul utilisant un modèle hyperbolique avec  $E_{50}$  de l'ordre de  $2 \cdot E_M/\alpha$ , associé à  $E_{ur} = 6 \cdot E_M/\alpha$ , conduise à des résultats du même ordre de grandeur qu'un calcul mené en élasticité linéaire avec  $E_{\gamma} = 4 \cdot E_M/\alpha$ , sachant que le même modèle hyperbolique conduirait, vis-à-vis du chargement vertical induit par une fondation, à un résultat équivalent à  $E_{\gamma} = E_{50}/2 = E_M/\alpha$ .

Les valeurs, plus élevées que  $E_M/\alpha$ , observées dans le cas de semelles rigides de faible largeur pourraient alors être expliquées par l'anisotropie de constitution du sol, toujours ignorée dans les modèles de calcul, probablement à tort (Combarieu, 2006 ; Ménard, 1965).

Ces ordres de grandeur, qui ne concernent en toute rigueur que des terrains normalement consolidés, doivent être toutefois considérés avec la plus extrême prudence en raison du nombre limité d'observations sur lesquelles ils reposent, d'une part, et, d'autre part, de l'incertitude inhérente aux calages réalisés a posteriori, compte tenu du nombre important de paramètres en jeu et du fait que ces paramètres ne sont généralement pas mesurés.

Dans le cas de la paroi de Colombes, d'importants efforts de rétro-analyse ont été accomplis pour essayer de retrouver, en utilisant la méthode des éléments finis, la même superposition avec les déformées mesurées par inclinométrie que celle obtenue quelques années auparavant en utilisant de simples calculs aux coefficients de réaction (Fig. 32 ; Plumelle *et al.*, 2005 ; Serrai, 2001 ; Londez *et al.*, 1997).

Force est de constater que, si l'ordre de grandeur des déplacements a parfaitement pu être retrouvé en utilisant les ordres de grandeur des modules de déformation indiqués précédemment ( $E_{\rm Y} = 4 \cdot E_{\rm M}/\alpha$  dans le cas d'un modèle avec comportement élastique et linéaire,  $E_{\rm 50} = 2 \cdot E_{\rm M}/\alpha$  dans le cas d'un modèle hyperbolique), la superposition des déformées proprement dites n'a jamais pu être obtenue dans l'ensemble des phases de réalisation en utilisant un jeu de paramètres unique.



En particulier, la rentrée du soutènement dans le terrain en tête lors des phases de terrassement profond, pour lesquelles l'appui des tirants agit comme un centre de rotation, ce qui est nettement mis en évidence par les mesures de déplacement et les calculs aux coefficients de réaction, n'a jamais pu être retrouvé par le calcul aux éléments finis (Fig. 33), sauf à réduire les paramètres de déformabilité des terrains de tête, au prix de déplacement cette fois incorrects lors des premières phases de terrassement et de mise en tension.

using coefficients of subgrade reaction.



Ce résultat pour le point paradoxal (on s'attendrait au contraire à ce qu'une méthode numérique approche mieux la réalité que des calculs réputés simplistes) n'a pas encore à ce jour pu être expliqué de façon satisfaisante.

Ces exemples isolés, même significatifs, demandent évidemment à être complétés par de nombreux autres calages, ce qui démontre une nouvelle fois l'importance du suivi géotechnique pour progresser efficacement dans la connaissance du comportement des ouvrages et en permettre une modélisation réaliste. La nécessité de parvenir à un calage précis non seulement vis-à-vis des déplacements, mais encore des déformations, résulte non pas d'un soucis de précision scientifique, mais du fait que les calculs servent également à déterminer les sollicitations, notamment les moments fléchissants qui sont directement proportionnels à la courbure des écrans, et vis-à-vis desquels ces derniers vont finalement être dimensionnés.

## Suivi de la réalisation des ouvrages

3.4

Les exemples précédents ont démontré la nécessité du suivi géotechnique pour mieux connaître les modèles de comportement, ainsi que leurs limites, et caler les modèles de calcul et paramètres associés.

Ils permettent également parfois de mettre en évidence des phénomènes que les calculs ignorent systématiquement, à savoir l'effet de la réalisation même des ouvrages géotechniques : mouvements associés aux vibrations provoquées par le battage, à l'excavation des parois moulées, à la perforation des pieux et tirants, etc.

D'autres phénomènes, également impossibles à quantifier actuellement, peuvent également être mis en évidence. Ainsi, le comportement de la paroi moulée de la station El Behoos, précédemment citée, a également été suivi pendant l'injection du radier d'étanchéité (Fig. 34). L'« effet de paroi » décrit par Cambefort (1967), à savoir le déplacement de la paroi sous l'effet des pressions d'injection et les remontées de coulis le long de l'interface, a ainsi pu être constaté, aussi bien par le suivi des déformations que par l'observation



Displacements of El Behoos station diaphragm wall while grouting at slab level.

ultérieure du parement au moment des terrassements : cet effet a été modélisé *a posteriori*, mais on ne dispose encore à l'heure actuelle d'aucune méthode véritablement « prédictive ».

Les capteurs de contraintes totales disposés le long de la paroi moulée de la trémie Pasteur, à Rouen (Ducas, 2001), ont permis de confirmer la compensation de la diminution des contraintes horizontales pendant l'excavation de la paroi moulée par l'augmentation, sensiblement supérieure, des contraintes provoquées par le bétonnage, ainsi que cela avait déjà été établi au port du Havre (Reynaud et Rivière, 1981).

Il a également été montré qu'il fallait quelques mois avant que l'augmentation de contraintes associée au bétonnage ne se relaxe suffisamment pour que l'on retrouve approximativement la pression initiale des terres au repos, ce qui met en évidence un autre paramètre susceptible d'avoir une influence sur les sollicitations appliquées à l'ouvrage, à savoir le délai entre la réalisation de la paroi moulée et le début des terrassements.

Ce sont de telles mesures qui permettent de faire petit à petit progresser les méthodes de dimensionnement des ouvrages géotechniques, mais qui permettent aussi de comprendre que ces méthodes ne peuvent (et ne pourront peut-être jamais) être considérées comme suffisantes, d'où il résulte que le suivi géotechnique, au-delà de son rôle prédictif, doit également être considéré comme une partie intégrante du processus de conception et de réalisation.

#### 4

## Maîtrise de la sécurité des ouvrages géotechniques

#### 4.1

### Respect des états limites de service

Comme on l'a vu, la nécessité du suivi géotechnique résulte en grande partie de l'imprécision avec laquelle les calculs permettent de prévoir le comportement réel des ouvrages géotechniques.

Ceci étant, l'intensité de ce suivi doit bien évidemment être modulée en fonction de plusieurs critères :

 l'incertitude, généralement fonction de la complexité du projet et du site ;

– les conséquences de cette incertitude, en termes de risques non seulement vis-à-vis du fonctionnement des ouvrages (états limites de service), mais encore vis-àvis de leur stabilité (états limites géotechniques) et de leur résistance (états limites structurels).

A cet égard, on notera que l'Eurocode 7 distingue effectivement le « suivi géotechnique », applicable au cas des ouvrages courants à classe de conséquence limitée, et la « méthode observationnelle », plus justement appelée « dimensionnement interactif », dans laquelle les mesures ne servent plus seulement à s'assurer du bon fonctionnement des ouvrages et affiner ultérieurement les modèles de calcul, mais vont également permettre d'orienter les travaux en fonction de critères prédéfinis (Allagnat, 2005 ; AFNOR, 2005 ; Schlosser et Schmitt, 2007). Cette stratégie plus contraignante va être mise en œuvre dans des circonstances bien spécifiques, qui devront être détectées suffisamment en amont du processus de réalisation pour que les dispositions qui s'imposent puissent être anticipées par l'ensemble des intervenants, en termes de moyens de calcul, de mesure, d'interprétation, et finalement d'adaptation du projet, comme cela est clairement décrit dans le guide français (Allagnat, 2005).

La mise en œuvre de cette stratégie dépend en pratique des raisons qui ont conduit à recourir à une procédure de dimensionnement interactif (Schlosser et Schmitt, 2007). En effet, lorsqu'il s'agit non pas de faire face à un risque technique important mais de répondre à un souci d'optimisation du projet, il est en général suffisant de procéder à des calculs supplémentaires tenant compte de différents jeux de paramètres, dont l'un réputé « réaliste » va permettre d'établir le projet de référence, tandis que l'autre réputé « pessimiste » va permettre de proposer un projet de confortement, que l'on mettra ou non en œuvre selon les résultats des mesures.

Dans le cas du projet de Nile City au Caire (Fig. 35 ; Schlosser et Schmitt, 2007), où le dimensionnement initial reposait sur la prise en compte des résultats de calculs aux éléments finis dans lesquels la pression d'eau sur l'écran était notablement réduite par l'effet du rabattement extérieur, le projet était grandement conditionné par la valeur du coefficient d'anisotropie de la perméabilité du sol.

La prise en compte d'un calcul plus optimiste que les approches traditionnelles, qui consistent à négliger prudemment l'effet incertain du rabattement extérieur, comme le recommande notamment la Norme Française relative au calcul des écrans de soutènement (AFNOR, 2009), n'a été admise que moyennant la mise en œuvre d'une procédure de dimensionnement interactif, dans laquelle la solution de confortement consistait à doubler le nombre de tirants initialement prévu au moyen de réservations supplémentaires insérées dans les cages d'armature. Le suivi effectué n'a pas permis en l'occurrence de réaliser l'économie escomptée, mais aura au contraire mis en évidence les dangers d'une utilisation insouciante de modèles numériques insuffisamment étalonnés.

Les choses sont plus complexes lorsque le souci premier est, non pas de rechercher une économie potentielle, mais de faire face à un niveau d'incertitude suffisamment élevé pour constituer un facteur de risque important : il s'agit alors, comme le prescrit l'Eurocode 7, de définir les limites du comportement acceptable de l'ouvrage, par référence non pas au calcul mais par exemple à la structure des ouvrages existants, si c'est le maintien de leur intégrité qui conditionne la définition des critères de déformation, et de comparer ces limites à celles du comportement prévisible, estimées si possible non pas par le calcul, réputé incertain donc par définition incapable de prédire lui-même ses propres limites, mais à partir d'expériences comparables résultant de suivis antérieurs.

La décision de recourir ou non à la méthode du dimensionnement interactif est souvent difficile, et peut même parfois n'être prise qu'en cours de travaux, sur la base des résultats de ce qui n'était au départ qu'un suivi géotechnique de routine, mais a finalement révélé des incertitudes plus importantes que prévu, ce qui démontre la nécessité de ne pas confondre suivi géotechnique et mesures sans suivi, ce qui est malheureusement trop fréquent mais ne présente en pratique aucun intérêt.

Il est important de remarquer que ce sont le plus souvent les déplacements et les déformations qui sont mesurés, éventuellement mais plus rarement les réactions d'appui (par exemple lorsque ceux-ci sont constitués par des tirants précontraints), ce qui se prête essentiellement à la détection et à la prévention d'états limites de service.

Un exemple intéressant est celui du projet « Le Minerve » à Monaco (Fig. 36 ; Lavisse *et al.,* 2007 ; Schlosser et Schmitt, 2007). Lors de sa réalisation, les





déplacements, devant l'immeuble « Le Plati » réputé sensible, mais devant lequel les tirants étaient pour des raisons administratives limités à une longueur de 13 m, ont pu être maîtrisés par l'augmentation du nombre de tirants précontraints initialement prévus dans la zone adjacente, non sujette à cette limitation de longueur, et ainsi par la création d'un point dur artificiel constituant le support d'un arc de décharge horizontal devant le Plati (Fig. 38), ce qui aura permis d'éviter la mise en ceuvre dans cette zone de la solution de butonnage extrêmement contraignante qui avait été envisagée dans le cadre de la procédure de dimensionnement interactif (Fig. 37).

La figure 39 donne également l'exemple de la stratégie adoptée pour définir le seuil d'alerte, dans le but d'anticiper le seuil d'intervention lui-même, et ce dans chacune des étapes de réalisation de façon à prévenir le risque de découverte tardive, c'est-à-dire en phase





**Déplacements mesurés pendant l'excavation nécessaire à la réalisation de l'immeuble le Minerve à Monaco.** Measured displacements while excavation during Le Minerve building works in Monaco.



finale d'excavation seulement, du dépassement d'un seuil. On constate ainsi, pour ce projet sensible, que la courbe de définition des seuils d'alerte recoupe celle des déplacements calculés, ce qui a le mérite de placer d'emblée l'ensemble des intervenants en situation d'alerte permanente.

Pour revenir sur le problème crucial de l'évaluation du comportement prévisible à partir d'expériences comparables, comme prescrit par l'Eurocode 7, le suivi géotechnique permet aussi de mettre en évidence l'évolution remarquable des techniques de réalisation des soutènements, depuis les résultats publiés par Peck et repris par Holtz *et al.* (1985 ;



Fig. 40), faisant état de déplacements généralement de l'ordre de quelques pourcents de la hauteur terrassée, jusqu'à l'époque actuelle où le recours à des parois moulées de forte inertie et à des dispositifs d'appuis rigides ou précontraints permet d'obtenir de plus en plus souvent des déplacements limités à quelque 0,1 % de la hauteur (Fig. 41 ; Marten, 2005).

Il est important de noter que des valeurs inférieures ou égales à 0,1 % correspondent toujours à des terrains rocheux, ou à la mise en œuvre de parois de très forte inertie (à contreforts ou circulaires), ne relevant plus du domaine des écrans plans traditionnels.


## Prévention des états limites ultimes

On admet bien souvent que la prévention d'un état limite de service est suffisante pour éviter l'occurrence d'un état limite ultime, ce qui n'est pourtant pas nécessairement le cas si les états limites en question ne relèvent pas exactement du même mécanisme.

Une question difficile est alors celle de la limite du comportement acceptable (dont l'Eurocode 7 exige la définition préalable) lorsque le recours au dimensionnement interactif a pour objectif d'éviter non plus l'occurrence d'un état limite de service, généralement exprimé comme on l'a vu en termes de déplacement fonction de la nature des structures avoisinantes, mais uniquement d'un état limite ultime, dont l'éloignement est réglementairement fixé par l'introduction dans le calcul de facteurs partiels appliqués aux actions et résistances, lesquels facteurs partiels échappent généralement à toute mesure directe, même s'il existe à l'évidence une certaine corrélation entre coefficients de sécurité et déplacements (Fig. 42 ; Holtz *et al.*, 1985).

Le seuil d'alerte, sinon d'intervention, devrait alors être logiquement fixé par l'observation d'un comportement conforme aux prévisions, dans la mesure où les paramètres de calcul utilisés pour la justification du projet vis-à-vis d'un ELU sont généralement les mêmes que ceux utilisés pour l'étude du comportement prévisible.

Ceci peut sembler paradoxal dans la mesure où un comportement conforme aux prévisions témoignerait d'une remarquable maîtrise du calcul géotechnique, et constituerait donc au contraire un facteur rassurant. Il n'en demeure pas moins que le dépassement des limites du comportement prévu peut être considéré comme le début d'une incursion dans le domaine dangereux où l'on commence à « consommer » les facteurs partiels, destinés à servir de « tampon » entre l'état limite et la réalité.

Ce problème des limites du comportement acceptable vis-à-vis d'un ELU n'est actuellement traité par aucun texte, ce qui témoigne d'un certain embarras et du souci d'éviter une recommandation drastique mais quelque peu absurde qui consisterait à faire coïncider comportement prévisible et comportement acceptable, et imposer un renforcement du projet dès lors que le comportement mesuré s'avère conforme aux prévisions !

La pratique reconnaît bien implicitement, mais sans pouvoir l'écrire et encore moins le quantifier, un certain droit à la consommation des facteurs partiels, qui servent toujours dans une certaine mesure à compenser un peu l'incertitude inhérente au calcul géotechnique, à condition de savoir rester dans les limites du « raisonnable »...

Ce qui semble en pratique raisonnable serait de considérer les limites du comportement prévu non pas comme seuil d'intervention, mais comme « seuil de



vigilance » à partir duquel les différences entre comportements prévu et observé doivent faire l'objet d'une analyse.

Notons au passage que le terme « seuil », souvent utilisé dans la pratique de préférence à celui de « limites », préconisé par l'Eurocode 7, ne serait en toute rigueur approprié que dans un monde virtuel où le comportement géotechnique pourrait être décrit par la mesure d'un paramètre unique, et doit donc être considéré comme une simple commodité de langage.

Parmi les limites du « raisonnable » figure notamment celle, clairement explicitée dans l'Eurocode 7 cette fois-ci, d'un comportement fragile de l'ouvrage, ce dont la conception doit permettre d'éviter l'occurrence, ne serait-ce que parce qu'elle rend toute anticipation impossible et exclut donc le recours à cette méthode sécurisante qu'est le dimensionnement interactif.

L'exemple du métro de Rennes (Schlosser et Schmitt, 2007), au cours duquel le suivi géotechnique a mis en évidence des sollicitations plus importantes que prévu, montre qu'il n'a été possible d'intervenir, en ajoutant rapidement des butons supplémentaires, que parce que le dispositif d'appui comportait une lierne de répartition continue qui, même sur-sollicitée, permettait une redistribution d'efforts suffisante pour éviter, précisément, l'occurrence d'une rupture fragile.

Les états limites géotechniques associés à la stabilité générale, quant à eux, doivent être détectés non seulement par des analyses, mais encore si possible par des observations et des mesures du comportement antérieur du massif : un risque de sous-dimensionnement notable peut en effet résulter de la non prise en compte des sollicitations appliquées à un ouvrage amené à jouer, malgré lui, un rôle de stabilisation d'un glissement de terrain vis-à-vis duquel il n'aurait pas été dimensionné (Fig. 43).

Les facteurs partiels ont donc ici pour objet, non seulement de garantir un éloignement raisonnable visà-vis de l'ELU, mais encore de limiter les sollicitations appliquées aux ouvrages aux valeurs pour lesquelles ils ont été calculés : c'est la raison pour laquelle une saine pratique consiste à dissocier dans la mesure du possible les fonctions confortement et soutènement (Fig. 44), et à retenir, comme le font les normes françaises d'application de l'Eurocode 7 (AFNOR, 2009), des facteurs partiels plus élevés vis-à-vis de surfaces de rupture proche d'ouvrages sensibles aux déformations.

On concevrait mal, là encore, que des projets soumis à un risque potentiel d'instabilité générale ne fassent pas l'objet, au minimum d'un suivi géotechnique dans la mesure où le respect des facteurs règlementaires permet de les classer en catégorie 2 au sens de l'Eurocode 7, voire d'un dimensionnement interactif, obligatoire dans le cas d'un ouvrage de catégorie 3.

Enfin les états limites hydrauliques, souvent assimilables à des ruptures fragiles (ceux qui les ont vécus n'ignorent pas la rapidité avec laquelle surviennent et se développent les phénomènes de « renard »), peuvent néanmoins être détectés au moyen d'observations visuelles des arrivées d'eau en fond de fouille, et bien évidemment d'un suivi attentif des débits de pompage





États limites de service	Réalisation de l'écran	Topographie			
Déformations	<ul> <li>Déplacement de l'écran</li> <li>Rabattement de la nappe</li> </ul>	Piézométrie			
États limites ultimes	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·				
Défaut de butée	<ul> <li>Hétérogénéité</li> <li>Dégradation</li> <li>Gradient hydraulique</li> </ul>	Inclinométrie Piézométrie Topographie			
<ul> <li>Défaut de portance</li> </ul>					
Instabilité d'ensemble	<ul> <li>Instabilité initiale du site</li> <li>Effet des travaux</li> </ul>	Extensométrie Observations			
<ul> <li>Instabilité hydraulique</li> </ul>	Piézométrie	Débits			
Instabilité structurale	<ul> <li>Action géotechnique</li> <li>Dispositions constructives</li> </ul>	Réactions d'appui Inclinométrie			
FIG. 45 Relatio	n entre état limite po	tentiel et suivi			
<b>preventif.</b> Relationship between anticipated limit state and preventive monitoring.					

et relevés piézométriques au cours des terrassements, lesquels s'accompagnent d'une augmentation progressive et pas nécessairement linéaire des gradients hydrauliques, parfois à l'origine de sinistres importants.

## Conclusion

Les exemples présentés avaient pour but de mettre en évidence l'intérêt du suivi, sous ses diverses formes, interactives ou non, pour permettre à ces « aventuriers » que sont, parfois malgré eux, les concep-



teurs d'ouvrages géotechniques, de maîtriser les deux aspects fondamentaux du dimensionnement que sont les déplacements et la sécurité, ce que les calculs géotechniques ne permettent pas toujours, eu égard non seulement à la complexité croissante des projets mais encore, et surtout, à l'éternelle complexité de ce matériau toujours surprenant qu'est le sol.

Les logigrammes des figures 45 et 46 résument une démarche « observationnelle » adaptée à la maîtrise des risques et incertitudes inhérentes à l'exercice de la géotechnique.

On peut imaginer que le recours au suivi géotechnique deviendra caduque le jour où un nombre suffisant d'observations et de rétro-analyses aura permis aux praticiens de répondre avec assurance aux deux questions fondamentales qui sont celle du comportement prévisible de l'ouvrage et celle, encore plus redoutable, de la précision avec laquelle on estime être réellement en mesure de prévoir ce comportement.

La précision actuelle du calcul des déplacements étant d'un ordre de grandeur assurément plus proche de 100 % que de 10 %, ce qui explique que l'Eurocode 7 indique explicitement que ce calcul « ne doit pas être considéré comme précis » mais qu'il « donne seulement une indication approchée », il n'est pas déraisonnable de penser que quelques générations de géotechniciens devront encore œuvrer avant que le suivi géotechnique puisse disparaître de la pratique courante, et que l'ouvrage géotechnique puisse être dimensionné avec le même degré de certitude que le reste de la structure.

## Bibliographie

- AFNOR Norme française NF P 94-282, Calcul géotechnique. Ouvrages de soutènement. Ecrans, 2009.
- AFNOR Norme française NF P 94-500, Missions d'ingénierie géotechnique. Classification et spécifications, 2006.
- Allagnat D. La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des ouvrages. Presses des Ponts et Chaussées, 2005.
- Azoune L., 2002 Comparaison entre les modèles de comportement des sols sur Plaxis et application pour les ouvrages de Trémie Pasteur et Colombes. Rapport de stage de DEA, École centrale Paris, 2002.
- Bazin E., Schmitt P. Analyse des mesures de déformation des parois moulées du métro du Caire. XV<sup>e</sup> CIMSG, Istanbul, vol. 2, 2001.
- Bustamante M., Gouvenot D. Mesures *in situ* sur les ouvrages maritimes de soutènement. *Annales de l'ITBTP*, n° 375, Série Sols et Fondations, n° 167, 1978.
- Bourdon C., Ménard L. Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement. *Sols-Soils*, n° 12, 1965.
- Cambefort H. Injection des sols. Principes et méthodes. Eyrolles, 1967.
- Combarieu O. L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue française de géotechnique*, n° 114, 2006.
- Delattre L., Joignant P., Lavisse J., Marten S., Pioline M., Vinceslas G. – Comportement observé du mur de quai du nouveau Port 2000, Le Havre. XVI<sup>e</sup> CIMSG, Osaka, vol. 3, 2005.
- Ducas V. Comportement expérimental des parois moulées sur le chantier Trémie Pasteur à Rouen. Thèse de doctorat, Laboratoire central des ponts et chaussées, 2001.
- Escobar M.P.G. Utilisation du programme Plaxis pour les ouvrages de soutènement : Interprétation des mesures des

parois moulées sur le chantier de la Trémie Pasteur à Rouen. Rapport de stage de DEA, Ecole centrale Paris, 2001.

Eurocode 7 – NF EN 1997, Calcul géotechnique. AFNOR, 2005.

- Gambin M. Reconnaissance des terrains in situ : essai pressiométrique. Traité MIM, Série Géomatériaux, 2005.
- Holtz R.D., Magnan J.-P., Schlosser F. Construction géotechnique, XI<sup>e</sup> CIMSG, vol. 1, San Francisco, 1985.
- Lavisse J., Moreau T., Robert J., Schmitt P. Le dimensionnement interactif pour la réalisation d'une fouille profonde sur le flanc d'un versant fortement urbanisé à Monaco. XIV<sup>e</sup> CEMSG, Madrid, 2007.
- Lavisse J., Schmitt P. Interprétation de mesures de tassement sous des remblais de préchargement au Port de Rouen. *Congrès ASEP-GI*, Paris, 2004.
- Londez M., Namur S., Schmitt P. Analyse des mesures de déformations d'une paroi moulée à Colombes. *XIV*<sup>®</sup> *CIMSG*, Hambourg, vol. **2**, **1997**.
- Marten S. Étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 2005.
- Ménard L. Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Notice générale D60, 1965.
- Nguyen P.D. Modélisation numérique des soutènements d'excavations. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 2003.
- Phienwej N., Hock G.C., Balasubramnaiam A.B. – Ground movements in deep excavations with concrete diaphragm walls in Bangkok soils. XIII<sup>th</sup> South East Asian Geotechnical Conference, Taipei, Taiwan, 1998.
- Plumelle C., Serrai K., Schmitt P. Interprétation par la méthode des éléments finis des mesures de déformations d'une

paroi moulée à Colombes. XVI<sup>e</sup> CIMSG, Osaka, vol. 2, 2005,

- Reynaud P.-Y., Rivière P. Mesure des pressions développées dans une paroi moulée en cours de bétonnage. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n° 113, 1981.
- Sayavong S. Mur de quai du Havre « Port 2000 » en paroi moulée : analyse et recalage du comportement donné par le calcul par rapport au comportement réellement observé. Mémoire de TFE, École spéciale des travaux publics, 2008.
- Schlosser F. Le renforcement des sols et le multi-ancrage pour les grandes excavations. Forum praticiens/universitaires, *XIV*<sup>e</sup> *CEMSG*, Madrid, 2007.
- Schlosser F., Schmitt, P. La méthode observationnelle : du suivi géotechnique au dimensionnement interactif. *Travaux*, n° 844, 2007.
- Schmitt P. Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souple. *Revue* française de géotechnique, n° 28, 1984.
- 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.
- Schmitt P. De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordres de grandeur. *Revue française de géotechnique*, n° 85, 1998.
- Serrai K. Différentes méthodes de calculs des écrans plans. Comparaisons des résultats avec des mesures de chantier. Thèse de doctorat, Conservatoire national des arts et métiers, 2001.
- Terzaghi K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, vol. 5, 1955
- Westergaard H.M. Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. *Public Roads*, n° 7, 1926.

# Modélisations physiques et numériques d'un matelas granulaire érigé sur sol compressible renforcé par inclusions rigides



Le travail présenté a pour objectif d'améliorer la compréhension des mécanismes de transfert de charge qui ont lieu dans un matelas granulaire érigé sur inclusions rigides. Différentes approches de modélisation ont été explorées. Un modèle réduit bidimensionnel mettant en œuvre le sol analogique de Taylor-Schneebeli a tout d'abord été développé et les résultats comparés à une modélisation aux éléments discrets réalisée avec le code de calcul PFC2D. La validation de cette approche de modélisation à partir des résultats expérimentaux a permis d'étendre l'étude paramétrique. Une étude paramétrique a été également effectuée avec le code de calcul aux différences finies FLAC2D. La comparaison des études paramétriques menées sur les deux types d'approches numériques met en évidence quelques différences et conduit à une réflexion sur les paramètres macro et micromécaniques.

*Mots-clés :* renforcement, pieux, sol granulaire, modélisation numérique, méthode des éléments discrets, modélisation physique.

# Physical and numerical models of a granular platform over soft soil improved by rigid piles

Abstract

This paper focuses on the mechanisms taking place in a granular platform supported by piles in soft soil. Several modelling approaches were explored. A two-dimensional small scale model test using the Taylor-Schneebeli soil analogue was first developed and the experimental results were compared to a discrete element model using the particle code PFC2D. The validation of this numerical approach allowed the parametric study to be extended numerically. Parametric studies were also performed on continuum model using the finite-difference code FLAC2D. Comparison of the parametric studies performed on each modelling approach underlined some differences and lead to a consideration on the macro and micromechanical parameters.

*Key words:* pile improvement, granular soil, numerical modelling, discrete element method, physical model.

## O. JENCK

Laboratoire de mécanique et ingénieries LaMI Université Blaise-Pascal de Clermont-Ferrand Polytech'Clermont-Ferrand Campus des Cézeaux BP 206 63174 Aubière Cedex orianne.jenck@univbpclermont.fr

## D. DIAS

Laboratoire de génie civil et d'ingénierie environnementale LGCIE INSA de Lyon Site Coulomb 3 20, av. A.-Einstein 69621 Villeurbanne Cedex daniel.dias@insa-lyon.fr

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/02/2010.

## Introduction

Le renforcement de sol par inclusions rigides est une technique permettant de construire des remblais ou des dallages industriels sur des horizons de sol compressible. Une section schématique est donnée sur la figure 1.

Les tassements différentiels à la base du matelas granulaire entre le sol compressible et les inclusions rigides, ancrées dans une couche de sol plus rigide, génèrent des mécanismes de cisaillement dans le sol granulaire et la formation de voûtes entre les inclusions. Ces voûtes permettent un report de charge partiel vers les inclusions ainsi qu'une réduction des tassements totaux et différentiels en surface. Plusieurs méthodes existent pour estimer le report de charge vers les inclusions par effet de voûte dans le matelas, mais elles mènent à des résultats parfois divergents (Briançon et al., 2004) car les mécanismes ne sont pas clairement identifiés (Love et Milligan, 2003). De plus, il n'existe pas de méthode pour estimer les déformations du matelas. Ainsi, un des objectifs du projet national ASIRI est de pallier ce manque de connaissance du fonctionnement de l'ouvrage.

L'objectif de cette étude est d'analyser finement les mécanismes qui se développent dans le matelas granulaire. Ces mécanismes ont été identifiés par Rathmayer (1975) comme des mécanismes de cisaillement principalement, mais l'influence d'autres paramètres tels que les modules de déformations reste incertaine. Plusieurs approches ont été mises en œuvre pour comprendre précisément le fonctionnement de la partie supérieure de l'ouvrage et pour mettre en évidence l'influence des paramètres géométriques et mécaniques. Cependant, les modèles proposés constituent des simplifications de la réalité car ils considèrent une configuration bidimensionnelle alors que le problème est typiquement tridimensionnel. Ces études tridimensionnelles pourront cependant être développées ultérieurement sur la base de cette étude en deux dimensions.

Un modèle réduit bidimensionnel mettant en œuvre le sol analogique de Taylor-Schneebeli a tout d'abord été développé, permettant de multiplier les analyses paramétriques. La base de données expérimentales ainsi constituée sert de référence à des analyses numériques. La méthode des éléments discrets (MED) a été



adoptée, car elle simule individuellement chaque particule du sol analogique. Cette méthode est alors susceptible de simuler le comportement du matelas granulaire de manière réaliste, car il s'agit d'un milieu discontinu. De plus, l'origine du comportement macroscopique à partir des mécanismes de contact entre les particules peut être mise en évidence grâce à la méthode des éléments discrets. En pratique, les simulations numériques en milieu continu sont plus fréquentes. Une analyse numérique utilisant cette approche a donc été également entreprise et les résultats issus des différents modèles sont confrontés.

## Modèle réduit de laboratoire

2

Un modèle réduit de laboratoire a été développé pour étudier les mécanismes de transfert de charge dans le matelas (Jenck et al., 2005). La figure 2 présente une photographie du modèle. Le matelas granulaire est constitué d'un sol analogique de Taylor-Schneebeli (Schneebeli, 1956), assemblage de rouleaux d'acier de 3, 4 et 5 mm de diamètre et 60 mm de long. Ce sol est qualifié d'analogue car il se comporte comme un matériau granulaire dense : il est frottant, sans cohésion, dilatant et son module de déformation dépend du niveau de contrainte. Cependant, la distribution granulométrique, la forme des particules (cylindres parfaits), la porosité et les paramètres de contact diffèrent de ceux d'un sol granulaire. Le comportement n'est donc pas directement comparable d'un point de vue quantitatif, car il ne peut reproduire des phénomènes tridimensionnels. L'utilisation de ce sol présente néanmoins de nombreux avantages. Il permet une analyse qualitative précise car sa mise en œuvre est aisée et la répétitivité des essais est bonne. Des résultats peuvent être facilement obtenus en termes d'effort et de déplacement. Des bases de données expérimentales fiables peuvent ainsi être constituées afin de valider des approches de modélisation numérique, notamment l'approche bidimensionnelle en milieu discret, de par la morphologie du matériau. Ce type de sol a ainsi été utilisé par plusieurs chercheurs pour modéliser des problèmes géotechniques (Dolzhenko et Mathieu, 2005 ; Lee et Basset, 2007).

Des blocs de mousse simulent la présence d'une couche de sol compressible en permettant des tassements en base du matelas. Les inclusions rigides sont représentées par des éléments métalliques, fixés au cadre rigide. La largeur du modèle peut varier entre 0,56 et 1,3 m, en faisant varier la taille des inclusions (largeur « a » de 0,06 à 0,15 m) et l'espacement entre les inclusions (longueur « s » entre 0,28 et 0,65 m). On peut ainsi faire varier le taux de recouvrement  $\alpha$  – défini comme le rapport entre les dimensions a et s – de 9 à 40 %. Deux inclusions sont représentées afin d'étudier le comportant du matelas entre celles-ci. Les limites verticales du modèle sont recouvertes de Téflon afin de limiter les frottements verticaux et donc de simuler des plans de symétrie.

Les têtes d'inclusion sont équipées de capteurs de force pour mesurer la charge verticale qui s'applique sur celles-ci et ainsi déterminer la distribution des efforts à la base du matelas entre le sol compressible et les inclusions, le poids du matelas étant connu (le poids volumique du sol analogique est de 62 kN/m<sup>3</sup>). Le matelas est mis en œuvre par couches successives



de 0,1 m d'épaisseur, jusqu'à une hauteur maximale de 0,7 m. A chaque étape, une photographie du modèle est prise (Fig. 2) et le champ de déplacement est obtenu par une méthode de corrélation d'images basée sur la distribution des niveaux de gris. Cette méthode permet d'obtenir une précision de 0,1 mm sur les déplacements.

## Modélisation numérique discrète

3

Dans une modélisation aux éléments discrets, le milieu est simulé par un assemblage de particules en interaction. Cette approche est utilisée pour représenter le modèle physique car la morphologie du sol analogique, composé d'un milieu particulaire, se prête parfaitement à la mise en œuvre de ce type de modélisation. L'objectif de l'étude est tout d'abord de déterminer si cette approche numérique peut simuler correctement le comportement macroscopique du modèle du matelas. De plus, une modélisation discrète permet d'identifier l'origine microscopique du comportement macroscopique de l'ouvrage et ainsi d'analyser plus finement l'influence des paramètres géotechniques.

La méthode des éléments discrets a récemment été utilisée par plusieurs chercheurs dans le domaine de la géotechnique, car la connaissance sur les milieux granulaires et les performances des outils informatiques se sont accrues. Par exemple, Jian *et al.* (2005) ont étudié les essais pénétrométriques dans les sols granulaires, Caudron (2005) a étudié le phénomène de fontis, Chareyre et Villard (2005) ont analysé le problème d'ancrage de géosynthétiques, Bertrand *et al.* (2005) ont modélisé le comportement de cellules de géocomposites, etc.

## 3.1

## Méthode des éléments discrets (MED)

Le logiciel commercial PFC2D (*Particle Flow Code* en 2 dimensions v3, Itasca, 2004), mettant en œuvre une méthode des éléments discrets (MED) issue des travaux de Cundall et Strack (1979), a été utilisé. Ce programme modélise des assemblages bidimensionnels de disques indéformables qui peuvent se superposer au niveau de leurs contacts. La relation entre l'interpénétration des disques et les forces de contact qui s'y développent est gouvernée par une loi constitutive de contact. Dans cette étude, la loi de contact utilisée est la loi linéaire avec un glissement de type Coulomb. La figure 3 illustre cette loi de contact :

– la relation entre la composante normale  $F^n$  de la force de contact  $F^c$  et l'interpénétration dans la direction normale  $u_n$  entre deux particules est linéaire, avec  $k_n$  la raideur normale (éq. 1);

– la raideur tangentielle  $k_t$  donne la relation linéaire entre l'incrément de la composante tangentielle de la force de contact  $\Delta F^t$  et l'incrément de déplacement au contact entre les deux particules dans la direction tangentielle  $\Delta u_t$ ;

– le modèle de glissement limite la force de contact dans la direction tangentielle, en fonction de la valeur du coefficient de frottement intergranulaire  $\mu$ :

$$F^{n} = k_{n} \cdot u_{n} \qquad \Delta F^{t} = k_{t} \cdot \Delta u_{t} \qquad F^{t}_{max} = \mu \cdot |F^{n}| \qquad (1)$$

Les équations du mouvement sont implémentées à chaque pas de temps pour chaque particule de l'assemblage, permettant de déterminer le mouvement à partir de la valeur du pas de temps et des efforts résultants. L'application de la loi de contact permet ensuite le calcul des nouvelles forces de contact à partir des déplacements relatifs entre particules. Le calcul est ainsi mené jusqu'à l'obtention d'un pseudo-équilibre statique, c'est-à-dire lorsque les vitesses de déplacement des disques dans l'ensemble du modèle sont quasiment nulles. Afin d'atteindre rapidement cet état, les



Direction normale Direction tangentielle



équations du mouvement sont artificiellement amorties, car la dissipation d'énergie par frottement est généralement insuffisante.

Les conditions aux limites du modèle sont généralement constituées de « murs », qui interagissent avec les particules.

## Propriétés du matériau particulaire

Une des principales difficultés de la MED est de calibrer les paramètres micromécaniques. Pour les codes qui modélisent des milieux continus, les paramètres de comportement sont souvent déduits plus ou moins directement d'essais de laboratoire ou d'essais *in situ*, alors que, pour une modélisation discrète, le comportement macroscopique dérive des propriétés micromécaniques, qui sont généralement inconnues. Celles-ci doivent donc être déterminées de manière à ce que le comportement de l'assemblage de particules reproduise le comportement observé du modèle physique.

Les paramètres à déterminer sont les propriétés géométriques de l'assemblage : le rayon des disques et la porosité de l'assemblage ainsi que les paramètres de la loi de contact (dans notre cas :  $k_n$ ,  $k_t$  et  $\mu$ ).

#### 3.2.1

3.2

## Sol analogique

Concernant les propriétés géométriques de l'assemblage numérique de particules représentant le sol analogique, des disques de même rayon que le sol utilisé ont été générés avec la même distribution granulométrique et la même porosité que celle mesurée expérimentalement, c'est-à-dire n = 0,18. Cela a été possible car la distribution granulométrique est très serrée pour ce type de matériau par rapport à la distribution granulométrique d'un sol réel (type sable, grave ou sol grossier), le nombre de particules ainsi généré est donc adapté pour effectuer des calculs en des temps raisonnables.

Les paramètres micromécaniques de contact ont été calibrés par « analyse inverse » : la réponse d'essais biaxiaux simulés numériquement est comparée aux résultats expérimentaux de ces mêmes tests effectués par Dolzhenko (2002) sur des échantillons du même sol analogique, jusqu'à ce qu'une bonne simulation du comportement réel soit obtenue. Des échantillons de sol analogique de 200 mm × 220 mm ont été confinés à une pression  $\sigma_3$  égale à 20, 30 ou 40 kPa par pression d'air injecté dans une membrane, puis soumis à un déplacement vertical appliqué sur la plaque rigide supérieure. La force verticale correspondante a également été mesurée ainsi que les déformations dans l'échantillon en mettant en œuvre la méthode de corrélation d'images. Le modèle numérique correspondant consiste en 3 350 particules environ, confinées entre des murs amovibles. Les échantillons numériques sont générés en utilisant la méthode d'expansion de particules : le nombre approprié de particules pour atteindre la porosité désirée est généré entre les quatre murs avec un diamètre deux fois plus petit, puis les particules sont amenées à leur diamètre définitif et le calcul est mené sans gravité et avec un coefficient de frottement intergranulaire  $\mu$  plus faible afin d'atteindre un assemblage compacté et à l'équilibre. Un coeffi-

80

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 126-127 1ª et & trimestres 2009 cient de frottement est affecté à l'assemblage et l'essai biaxial est effectué.

Le jeu de paramètres de contact qui a donné le comportement macroscopique le plus proche du comportement expérimental est  $k_n = 15$  MN/m,  $k_t = k_n/2$  et  $\mu = 0,5$ . Les résultats des essais biaxiaux numériques et expérimentaux sont donnés sur la figure 4. L'angle de frottement macroscopique correspondant est environ  $\phi = 24$  degrés (Jenck *et al.,* 2005). Cette valeur est identique pour les essais biaxiaux expérimentaux et numériques : la résistance au cisaillement du matériau est bien représentée par le modèle numérique proposé, alors que le comportement volumique diffère. Le choix a été fait de calibrer les paramètres pour modéliser plus précisément la résistance au cisaillement plutôt que le comportement volumique, car une étude paramétrique menée sur une modélisation numérique en milieu continu a montré que, dans ce type de système, ce premier aspect est prépondérant par rapport au second (Jenck et al., 2007).

#### 3.2.2

#### Blocs de mousse

La mousse qui représente le sol compressible est modélisée en éléments discrets par un ensemble de particules ayant pour comportement macroscopique celui observé expérimentalement lors des essais de chargement effectués en laboratoire sur les blocs de mousse (Fig. 5). Cet essai consiste en un chargement vertical d'un bloc par un assemblage de rouleaux d'acier de hauteur croissante (la charge verticale appliquée sur la mousse est alors connue). Un comportement élastique linéaire est envisagé avec les paramètres k<sub>n</sub> et k<sub>t</sub> appropriés (k<sub>n</sub> = 50 kN/m et k<sub>t</sub> = k<sub>n</sub>/2), en introduisant une forte cohésion et un fort coefficient de frottement entre les particules, afin de ne pas attein-





dre de rupture en cisaillement dans ce matériau. La géométrie des particules formant le bloc de mousse est la même que celle du sol analogique du matelas. La figure 5 présente les résultats expérimentaux et numériques de cet essai de chargement. Le comportement expérimental est non linéaire, alors que le modèle numérique proposé conduit à un comportement quasiment linéaire. Les paramètres k<sub>n</sub> et k<sub>t</sub> du milieu représentant la mousse ont été déterminés de manière à se rapprocher du comportement expérimental observé pour un tassement en surface de l'ordre de 10 mm, qui est l'ordre de grandeur du tassement moyen de la mousse obtenu dans les expérimentations avec inclusions rigides.



## du dispositif expérimental

En raison des conditions de symétrie, seul un quart du modèle physique est représenté dans le modèle numérique, comme illustré par la figure 6. Les plans de symétrie verticaux sont simulés par des murs ayant les mêmes propriétés de contact élastique que les particules. Le modèle proposé simule explicitement les blocs de mousse afin de prendre en compte l'interaction entre le matelas granulaire et cette partie de l'ouvrage. L'inclusion rigide est simulée par des murs fixes.

La procédure numérique reproduit le protocole expérimental : le matelas est mis en œuvre par couches successives de 0,1 m de hauteur. Chaque nou-



velle couche de rouleaux, générée préalablement par la méthode d'expansion de rayon décrite plus haut et initialement à l'équilibre sous son poids initial, est activée au-dessus du matelas existant (ou, pour la première couche, au-dessus de la mousse et du mur simulant la tête de l'inclusion). Le calcul est conduit jusqu'à l'équilibre sous l'action de la gravité et du poids propre des particules. La procédure est répétée jusqu'à atteindre une hauteur de matelas de 0,5 ou 0,7 m, comme dans le modèle de laboratoire. Trois configurations expérimentales ont été simulées, avec une largeur de tête d'inclusion de 0,1 m et un espacement entre inclusions de 0,32, 0,45 ou 0,65 m, permettant d'obtenir des taux de recouvrement  $\alpha$  de respectivement 31, 22 et 15 %.

## Résultats de la modélisation MED et confrontation aux résultats expérimentaux

Le modèle numérique proposé permet l'obtention de résultats en termes de déplacements de particules, de forces de contact entre particules et d'efforts résultants sur les murs, notamment le mur horizontal représentant la tête de l'inclusion.

## 4.1

4

## Report de charge vers les inclusions

Après la mise en œuvre de chaque nouvelle couche de matelas, on peut, pour le modèle numérique





**FIG. 8** Forces de contact autour de la tête d'inclusion (la largeur du trait est proportionnelle à l'amplitude de la force de contact), pour  $\alpha = 22$  % et H = 0,5 m. a) Forces normales F<sup>n</sup> (max 63N). b) Forces tangentielles F<sup>t</sup> (max 13N)

Contact forces around the pile head (the thickness of the line is proportional to the contact force amplitude), for  $\alpha = 22$  % and H = 0.5 m. a) Normal forces. b) Shear forces.

comme pour le modèle physique, obtenir l'effort vertical résultant s'appliquant sur la tête de l'inclusion. Cet effort, normalisé par le poids total du matelas, définit le terme d'efficacité. La figure 7 montre l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas H, pour les trois valeurs du taux de recouvrement et pour les deux approches de modélisation (numérique et physique). Cette figure montre que le report de charge vers les inclusions (traduite par la notion d'efficacité) augmente avec la hauteur de matelas et que, pour une même hauteur de matelas, le report de charge est plus important pour un taux de recouvrement  $\alpha$  plus grand. La figure 7 montre que l'on observe une bonne concordance des résultats expérimentaux et numériques en termes de reports de charge. Cependant, pour  $\alpha = 31$  %, le modèle numérique surestime légèrement le report de charge.

La mise en œuvre d'une modélisation aux éléments discrets permet d'obtenir des résultats complémentaires qui n'ont pas été accessibles par la modélisation physique, comme par exemple les forces de contact entre les particules. Sur la figure 8, chaque force de contact est représentée par un segment dans la direction de la force et avec une épaisseur proportionnelle à l'intensité de la force. La figure 8a montre les forces de contact normales et la figure 8b les forces de contact tangentielles. Ces figures visualisent les mécanismes de report de charge qui se développent dans le matelas : les forces normales sont principalement orientées en direction de l'inclusion et sont plus importantes juste au-dessus de l'inclusion. La représentation des forces de contact tangentielles illustre que des mécanismes en cisaillement se développent dans le matelas granulaire, comme déjà mis en évidence par une modélisation en milieu continu (Jenck et al., 2007). En conséquence, le coefficient de frottement intergranulaire  $\mu$  est susceptible d'être un paramètre prépondérant. Cet aspect est examiné plus loin.

#### 4.2

## Tassements

Les résultats en termes de tassement sont analysés à la base du matelas, car ils sont accessibles dès le début de l'expérimentation. La figure 9 donne l'évolution du tassement maximal obtenu à la base du matelas, au point A de la figure 6, en fonction de la hauteur de matelas, pour les trois configurations géométriques avec inclusions et pour le cas sans inclusion. La confrontation des quatre figures montre que plus le taux de recouvrement augmente, plus les tassements sont réduits. La confrontation entre les résultats numériques et expérimentaux montre qu'ils diffèrent sensiblement, surtout pour le cas  $\alpha = 15$  %, pour des tassements supérieurs à 10 mm, valeur à partir de laquelle le modèle de mousse ne permet pas de reproduire correctement le tassement observé (Figs. 5 et 9d). Cependant, le modèle numérique proposé simule correctement la réduction de tassement par rapport au cas non renforcé. En effet, la confrontation entre les figures 9c et 9d montre que, sans renforcement, le tassement mesuré sur le modèle physique atteint 38 mm pour H = 0.7 m et est de 25 mm avec inclusion, soit une réduction de tassement de 34 %. Dans le modèle numérique, le tassement passe de 20 mm sans inclusion à 15 mm avec inclusion, soit une réduction de 25 %.

#### 4.3

## Validation du modèle numérique

Bien que le comportement macroscopique de l'assemblage de rouleaux (observé sur les essais biaxiaux) et la compressibilité de la mousse ne soient pas parfaitement reproduits par le modèle aux éléments discrets, la comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques en termes de force et de déplacement a



montré une bonne concordance. Le modèle numérique proposé ainsi validé peut être mis en œuvre pour mener une analyse paramétrique, afin d'examiner la signification des paramètres micromécaniques et leur influence sur le comportement macroscopique du système.

## Étude paramétrique sur le modèle aux éléments discrets

5

Des études paramétriques ont été effectuées portant sur l'influence des paramètres micromécaniques du matelas granulaire et sur la compressibilité de la couche support. L'objectif est de mettre en évidence quels sont les paramètres d'entrée importants qui doivent impérativement être évalués dans une méthode de dimensionnement. Concernant l'assemblage granulaire constituant le matelas, l'influence du coefficient de frottement intergranulaire  $\mu$ , de la raideur normale au contact k, et de la porosité de l'assemblage est étudiée. Une coĥésion de contact est également introduite entre les particules afin de simuler un sol cohérent. Une analyse complète portant sur l'influence des paramètres géométriques a été effectuée en laboratoire et sur un modèle en milieu continu (Jenck et al., 2007), dont certains résultats ont été présentés plus haut dans cet article, en termes d'efficacité (Fig. 7) et de tassement (Fig. 9). L'analyse est donc effectuée uniquement pour le cas a = 0,1 m et  $\alpha$  = 15 %.

## 5.1

## Influence du frottement intergranulaire

Le coefficient de frottement intergranulaire du sol constituant le matelas est susceptible d'avoir une

influence importante sur le comportement du système, car il a été montré que le phénomène de transfert de charge mettait en œuvre des mécanismes de cisaillement (Fig. 8b), et une étude numérique en milieu continu a souligné que l'angle de frottement macroscopique du matelas avait une grande influence sur les résultats (Jenck *et al.*, 2007).

0.6

0,6

0.8

0,8

Certains travaux suggèrent une relation entre angle de frottement microscopique (intergranulaire) et macroscopique en utilisant des techniques d'homogénéisation (Emeriault et al., 1996), mais ces relations sont difficilement applicables pour calibrer les paramètres. La méthode utilisée ici, pour calibrer le frottement intergranulaire en fonction de l'angle de frottement macroscopique, est basée sur la réalisation d'essais de compression biaxiale, par analyse inverse, comme suggéré par Chareyre (2003). La valeur de référence de ce paramètre est  $\mu = 0.5$ , ce qui conduit, pour l'assemblage décrit plus haut, à un angle de frottement macroscopique de 24 degrés (figure 4). En effectuant les mêmes essais biaxiaux avec  $\mu$  = 0,25 et  $\mu = 1$ , on obtient des angles de frottement macroscopique de 17 et 30 degrés respectivement. Une valeur de µ supérieure à 1 n'est physiquement pas réaliste et n'a donc pas été considérée. La résistance au cisaillement aurait également pu être augmentée artificiellement en empêchant la rotation des particules et en générant des clusters de plusieurs particules, mais cela ne respecte pas la réalité physique du sol analogique.

La figure 10 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas pour  $\mu = 0,25$ ; 0,5 et 1. Pour  $\mu = 0,25$ , l'efficacité maximale est de 0,44 et elle atteint 0,54 pour  $\mu = 1$ , ce qui correspond à une augmentation de 23 % de la charge appliquée sur l'inclusion. Cependant, aucune influence de ce paramètre sur les tassements à la base du matelas n'a été observée.



## Apport de la cohésion

En pratique, le matelas peut être constitué de sol traité à la chaux ou au ciment, présentant une cohésion (Nunez et al., 2007). Afin d'étudier le comportement d'un matelas constitué de sol cohérent, un modèle de contact cohésif, disponible dans le code, a été mis en œuvre entre les particules. Lorsqu'un tel modèle de contact est assigné entre deux particules, avec les paramètres de cohésion normale au contact c, et de cohésion tangentielle au contact c, le modèle de glissement (éq. 1) devient inactif tant que la force normale de contact F<sup>n</sup> reste inférieure à c<sub>n</sub> ou que la force de contact tangentielle F<sup>t</sup> reste inférieure à c<sub>r</sub>. Des essais biaxiaux avec  $c_n = c_t = 100$  N conduisent à une cohésion macroscopique de 5 kPa et un angle de frottement de 24 degrés. En considérant les règles de similitude entre le modèle et un prototype dont la réduction d'échelle serait entre 3 et 7, la cohésion sur le prototype se situerait entre 15 et 35 kPa. La difficulté pour calibrer la cohésion d'un point de vue micromécanique est qu'elle dépend de deux paramètres, alors que macroscopiquement, elle est donnée par un seul paramètre. Les simulations effectuées avec le matelas cohérent ont montré que tout le poids du matelas était transmis à l'inclusion, correspondant à une efficacité égale à 1. Cela est illustré par la figure 11, où l'on voit que toutes les forces



FIG. 11 Forces normales de contact autour de l'inclusion avec un modèle de contact cohésif, pour H = 0,5 m. Normal contact forces around the pile obtained

with a cohesive model, for  $H = 0.5 \text{ m}_{\odot}$ 

de contact sont concentrées sur l'inclusion et qu'il n'y a pas de force de contact entre le matelas et le sol support. Les tassements dans le matelas sont quant à eux considérablement réduits (jusqu'à 80 %) par rapport au cas d'un sol sans cohésion (mais avec inclusions).



## Influence des raideurs au contact

Les raideurs normales et tangentielles k<sub>n</sub> et k<sub>r</sub> caractérisent l'élasticité initiale de l'assemblage. Dans la présente étude, la valeur de référence de k<sub>n</sub> est 15 MN/m et le rapport k<sub>n</sub>/k<sub>r</sub> est égal à 2. Des simulations ont été effectuées avec une valeur de k<sub>n</sub> 10 fois supérieure ou 10 fois inférieure à la valeur de référence, en conservant constant le rapport k<sub>n</sub>/k<sub>r</sub>. Des essais biaxiaux ont été réalisés avec ces paramètres et montrent que le module d'Young équivalent varie entre 0,7 MPa pour k<sub>n</sub> = 1,5 MN/m et 40 MPa pour k<sub>s</sub> = 150 MN/m alors que la résistance au cisaillement reste identique (Jenck *et al.*, 2008).

Les résultats des simulations du système montrent cependant que ce paramètre n'a pas d'influence ni sur le report de charge vers les inclusions, ni sur le tassement à la base du matelas. Même les tassements en surface ne sont quasiment pas affectés par la variation de ce paramètre. Les mécanismes de réduction de tassement survenant dans le matelas sont probablement gouvernés par des mécanismes micromécaniques en cisaillement plutôt que par la compressibilité du matériau.

_	_	_	_	_	_	_	_	_
						-	12	,
						~	n	-
						-		

## Influence de la porosité

La porosité de l'assemblage – rapport entre le volume des vides et le volume total - correspond à l'état de densité du matelas. La valeur expérimentale de ce paramètre est n = 0,18, ce qui correspond à un état dense. Il faut toutefois signaler que la porosité d'un assemblage constitué de rouleaux, assemblage bidimensionnel, n'est pas comparable à la porosité d'un sol réel. Des simulations avec des porosités égales à 0,21 et 0,23 ont été menées (0,23 correspond à un état lâche et est la porosité maximale pour obtenir un état stable de l'assemblage proposé). Les essais de compression biaxiale avec ces valeurs de porosité plus grande ont abouti à un comportement contractant du matériau, alors qu'il est fortement dilatant pour la porosité de référence (Jenck et al., 2008). Cependant, l'influence de ce paramètre sur les résultats n'est pas significative. Il n'y a pas d'influence sur les tassements et l'efficacité est légèrement plus faible (réduction de 15 % environ) lorsque la porosité augmente de 0,18 à 0,23. Ces résultats illustrent le fait que le comportement dilatant du matelas n'a pas un impact important sur le comportement du système, ce qui pourrait expliquer pourquoi le modèle numérique proposé simule correctement le comportement observé sur le modèle physique alors que le comportement dilatant de l'assemblage n'est pas pris en compte de manière satisfaisante (cf. Fig. 4).

## Influence de la compressibilité du sol support

Les méthodes de dimensionnement pour estimer le report de charge par effet de voûte dans le matelas ne prennent généralement pas en compte la compressibilité du sol support. Dans cette étude, on propose d'évaluer si la compressibilité de la mousse a une incidence sur l'efficacité. Des expérimentations ont été menées sur le modèle réduit avec une mousse plus compressible (Jenck et al., 2006a), mais aucune influence de ce paramètre n'a été notée sur l'efficacité. Dans le modèle numérique, les propriétés qui déterminent la compressibilité de la mousse sont les raideurs au contact k et k, car la mousse a été simulée par un milieu discret. Des simulations ont été effectuées avec des valeurs de ces paramètres 3 fois plus petites ou 3 fois plus grandes que les valeurs de référence, ce qui aboutit à une compressibilité équivalente environ 2,4 fois plus grande ou plus petite (obtenu sur l'essai de chargement monotone de la mousse).

Dans le cas d'une mousse plus compressible, aucune influence de la compressibilité n'a été relevée (comme dans l'expérimentation), alors que dans le cas d'une mousse moins compressible, l'efficacité est réduite de 10 %, probablement parce que les tassements différentiels à la base du matelas entre l'inclusion et la mousse sont alors insuffisants pour que l'effet de voûte soit entièrement mobilisé dans le matelas.

En revanche, les résultats en termes de tassement à la base du matelas montrent évidemment que les tassements sont plus importants pour une mousse plus compressible, mais la réduction de tassement par rapport au cas sans inclusions est équivalente pour les trois types de mousse et atteint 15 à 20 % pour H = 0,7 m.

#### 5.6

## Synthèse de l'étude paramétrique sur le modèle numérique par éléments discrets

Le tableau I synthétise les résultats de l'étude paramétrique effectuée sur le modèle numérique en milieu discret. La plage d'investigation de chaque paramètre

est précisée et l'influence qualitative des paramètres sur le report de charge et sur la réduction de tassement est indiquée. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol du matelas ont une influence prépondérante sur les mécanismes.



## Confrontation à une modélisation numérique en milieu continu

Trois approches de modélisation ont été mises en œuvre et comparées afin d'étudier les mécanismes qui se développent dans le matelas granulaire, en interaction avec les inclusions et le sol support : un modèle réduit de laboratoire, un modèle numérique en éléments discrets et un modèle numérique en milieu continu, présenté dans cette partie. Le modèle réduit de laboratoire est utilisé pour calibrer et valider les modèles numériques, à partir desquels des études paramétriques peuvent ensuite être effectuées. Cette partie présente succinctement le modèle en milieu continu et les études paramétriques menées. Une confrontation des deux approches numériques est ensuite proposée en comparant l'influence des paramètres micromécaniques pour le modèle discret et l'influence des paramètres de comportement macroscopiques pour l'analyse en milieu continu.

#### 6.1

## Modèle numérique en milieu continu

Le modèle numérique proposé est bidimensionnel et utilise le code en différences finies FLAC (Itasca, 2002) en déformations planes. Le modèle numérique et la détermination des paramètres sont décrits plus en détail dans Jenck et al. (2007) mais les grandes lignes sont rappelées ici. De par les conditions de symétrie, seul un quart du modèle physique est représenté (Fig. 12). L'inclusion rigide est simulée par fixation des nœuds qui la composent. Le matelas est mis en place par couches successives de 0,1 m, l'équilibre statique étant atteint à chaque étape sous poids propre du matelas. Les configurations avec une largeur d'inclusion a = 0,1 m et un espacement entre inclusions de s = 0.32, 0.55 ou 0.65 m sont envisagées. Le comporte-

TABLEAU I Synthèse de l'étude paramétrique sur le modèle numérique discret. Synthesis of the parametric study perform on the discrete element model.

1.4				Influence			
	Para	mètre	Domaine d'investigation	Sur le report de charge	Sur la réduction de tassement		
	μ	Coeff. de frottement intergranulaire	0,25-1	++	-		
telas	Cn	Cohésion au contact	0-10 kPa	++	++		
Mat	n	Porosité	0,18-0,23	+	18.		
	k <sub>n</sub>	Élasticité initiale	1,5-150 MPa				
	k <sub>n</sub>	Compressibilité de la mousse	17-50 kN/m	+			
++ : gra	nde inf	luence + : faible influence	- : pas influence		*		

++ : grande influence



ment du sol du matelas est simulé par un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Les paramètres de ce modèle sont déterminés à partir des essais biaxiaux (Fig. 4) et sont donnés dans le tableau II. Le module d'Young E varie avec le niveau de contrainte géostatique dans le matelas.

TABLEAU II	<b>Paramètres pour le modèle de sol du matelas.</b> Parameters used for the platform.						
Е	v	φ (degrés)	ψ (degrés)	c (kPa)			
$\begin{array}{l} E=353 \ \boldsymbol{\sigma}_{3}\\ \boldsymbol{\sigma}_{3}=K_{0}.\boldsymbol{\gamma}.\boldsymbol{h} \end{array}$	0,48	24	4	8			

Un modèle élastique spécifique a été implémenté pour représenter le comportement non linéaire de la mousse simulant le sol compressible, afin de reproduire le comportement observé lors de l'essai décrit sur la figure 5, pour un bloc de mousse de hauteur 0,15 m. Les résultats expérimentaux et numériques de cet essai de chargement sont donnés sur la figure 13 et montrent une très bonne concordance. Le module d'Young de la mousse est alors de 310 kPa pour une contrainte verticale inférieure à 19 kPa et il est de 134 kPa sinon (Jenck *et al.*, 2007).



6.2

# Confrontation des modèles numériques au modèle expérimental

Comme pour les résultats de la modélisation numérique par éléments discrets, les résultats numériques en milieu continu sont confrontés aux résultats expérimentaux.

La confrontation des différentes modélisations en termes de report de charge est effectuée en comparant les valeurs de l'efficacité. Le tableau III donne les résultats de l'efficacité après la dernière étape de chargement pour les trois approches de modélisation et les trois configurations géométriques. L'augmentation de la valeur de l'efficacité par rapport à celle obtenue sur le modèle physique est indiquée entre parenthèses. Les deux types de modèle numérique surestiment le report de charge vers les inclusions bien que le modèle discret donne des résultats plus proches de l'expérimentation (Fig. 14). Une explication peut être qu'une modélisation en milieu continu ne permet pas de simuler les discontinuités locales qui ont été observées expérimentalement autour des têtes d'inclusion, alors qu'une modélisation discrète le permet, puisque les grands déplacements des particules sont effectivement simulés dans cette partie de l'ouvrage.

Les deux approches de modélisation numériques simulent correctement l'influence des paramètres géométriques  $\alpha$  et H. Le tableau III montre, pour les trois types de modèle, que plus le taux de recouvrement augmente, plus l'efficacité augmente. La figure 14 indique que l'efficacité augmente avec la hauteur de matelas jusqu'à une valeur palier, quelle que soit l'approche de modélisation.

La figure 15a permet une visualisation des voûtes de décharge dans le matelas lors d'une modélisation en milieu continu alors que la figure 8 montre ces voû-



TABLEAU III Efficacité maximale obtenue lors des différentes modélisations. Maximum efficacy obtained with the various models.

	α = 15 %	α = 22 %	α = 31 %		
Modèle physique	0,42	0,50	0,57		
Modèle continu	0,55 (+ 30 %)	0,67 (+ 34 %)	0,73 (+ 28 %)		
Modèle discret	0,44 (+ 5 %)	0,55 (+ 10 %)	0,65 (+14 %)		

86





tes dans le modèle numérique discret, formées par contact entre les particules. La figure 15a est une représentation des contraintes principales dans les zones du modèle autour de la tête d'inclusion : les contraintes principales majeures sont orientées vers la tête de l'inclusion, traduisant le report du poids du matelas vers les inclusions. Afin d'effectuer une confrontation quantitative entre les deux modèles numériques, le coefficient de pression des terres K  $= \sigma_{\rm b}/\sigma_{\rm v}$  est analysé en différentes zones du matelas (Fig. 15). Ces informations en termes d'effort dans le matelas ne sont pas accessibles dans la modélisation physique proposée. Dans le modèle en milieu continu, le coefficient K a une valeur d'environ 0,4 au niveau des zones de sol situées juste au dessous de l'inclusion et il atteint une valeur d'environ 2,3 en clé de la voûte, à une distance s' au-dessus du bloc de mousse, si l'on idéalise la forme de la limite inférieure de la voûte par un demi-cercle de rayon s'.

L'état de contrainte est une notion propre à une modélisation en milieu continu mais a pu être déterminé pour la modélisation numérique discrète par une procédure de moyenne des forces de contact entre les particules contenues dans un cercle de mesure (voir la référence Itasca (2004) pour le détail de la procédure et les limites de cette approche). Cette procédure est appliquée à des cercles de mesure de rayon 10 mm (Fig. 16). Chaque cercle contient environ 20 particules, ce qui est suffisant pour appliquer la procédure. Les quatre cercles de mesure situés juste au-dessus de la tête de l'inclusion donnent une valeur moyenne de K de 0,5 (valeurs comprises entre 0,4 et 0,7) et les trois cercles situés en clé de voûte fournissent une valeur moyenne de K de 1,7 (valeurs comprises entre 1,1 et 2,1). La variabilité du coefficient de pression des terres observée dans la modélisation discrète est inhérente à la nature discontinue du milieu.

Les deux approches numériques donnent des résultats similaires en termes de morphologie de l'effet de voûte et de distribution du coefficient de pression des terres dans le matelas. Malheureusement, le modèle physique proposé ne permet pas d'accéder à ce type d'informations, afin d'éventuellement les valider expérimentalement autrement que par la seule confrontation des efforts en base du matelas.





Pour ce qui concerne les tassements à la base du matelas, les résultats sont très proches pour les deux modèles numériques et similaires à ceux obtenus expérimentalement, comme le montre la figure 17 pour le cas  $\alpha = 22$  %, bien que le modèle en milieu continu

représente le comportement de la mousse de manière plus réaliste, grâce à l'implémentation d'un modèle de comportement spécifique.

On peut donc conclure que les deux approches numériques proposées représentent qualitativement et quantitativement le comportement de l'ouvrage observé expérimentalement. Les études paramétriques menées à partir de ces deux modèles peuvent alors être comparées.

## Confrontation des études paramétriques menées sur les deux types de modèle numérique

6.3

Une analyse paramétrique a été effectuée sur le modèle numérique en milieu continu et largement présentée par Jenck *et al.* (2007). Le tableau IV synthétise l'influence qualitative des paramètres.

Dans cette partie, on propose de comparer les résultats des études paramétriques menées sur les deux types de modèle numérique. L'objectif est de mieux appréhender la signification et l'influence des paramètres micromécaniques et macroscopiques du comportement du sol du matelas sur le comportement global d'un ouvrage présentant des interactions sol-structure. L'objectif est également d'examiner les correspondances potentielles entre ces paramètres micro et macroscopiques sur un chemin de chargement complexe comme celui impliqué dans ce problème.

L'influence des paramètres de résistance au cisaillement et d'élasticité du sol du matelas est examinée et comparée pour les deux modèles, ainsi que la compressibilité de la mousse support. Cependant, certains paramètres n'ont pas pu être comparés directement, tels que la porosité dans le cas du modèle discret et l'angle de dilatance dans le cas du modèle en milieu continu.

#### 6.3.1

#### Influence des paramètres de cisaillement du matelas

Les paramètres de résistance au cisaillement sont  $\phi$  et c pour l'analyse en milieu continu et  $\mu$  et c<sub>n</sub> pour l'analyse discrète. Les deux modèles font apparaître une forte influence de ces paramètres, particulièrement sur l'amplitude du report de charge vers les inclusions. La figure 18 décrit l'influence de l'angle de frottement macroscopique équivalent sur l'efficacité. L'augmentation de l'efficacité avec l'angle de frottement macroscopique est plus importante pour la modélisation en milieu continu. Ce type de modélisation permet, de plus, une étude de ce paramètre sur une plage de valeurs plus importante.

En ce qui concerne les tassements à la base du matelas, des résultats différents ont été mis en évidence entre les deux modèles. La figure 19 donne le tassement maximal obtenu à la fin du chargement (pour H = 0,7 m) en fonction de l'angle de frottement macroscopique équivalent. Les tassements sont clairement réduits lorsque  $\phi$  augmente dans le cas de la modélisa-



-			Influence			
	Paramétre	Domaine d'investigation	Sur le report de charge	Sur les tassements en surface		
	Angle de frottement	10-40 degrés	++	++		
IS	c Cohésion	0-10 kPa	++	++		
Matela	Ψ Angle de dilatance	0-10 degrés	*	+		
P	E Module d'Young	1,2-120 MPa	+	+		
_	ν Coeff. de Poisson	0,35-0,48	*	+		
usse	E Compressibilité de la mousse	12-106 kPa	+	++		
Mo	ν Coeff. de Poisson	0,2-0,45	2	5		

**Synthèse de l'analyse paramétrique menée sur le modèle en milieu continu, d'après Jenck et al. (2007).** Synthesis of the parametric study performed on the continuous model, from Jenck *et al.* (2007).



tion en milieu continu alors qu'aucune influence n'a été notée lors de l'analyse en milieu discret.

Dans le modèle de type milieu continu, lorsque l'angle de frottement du sol du matelas augmente, l'efficacité augmente pendant que les tassements sont réduits, alors que dans le modèle en éléments discrets, l'efficacité augmente légèrement et il n'y a pas d'influence sur les tassements : le couplage entre transfert de charge et réduction de tassement est significatif dans l'analyse en milieu continu, ce qui est logique dans ce type de modélisation où les contraintes et les déformations sont liées. Ce couplage n'apparaît pas dans la modélisation en éléments discrets.

Des simulations ont été effectuées avec une cohésion du sol du matelas de 10 kPa dans le modèle continu (et  $\phi = 24$  degrés) et une cohésion macroscopique équivalente de 6 kPa dans le modèle discret (et  $\phi$  équivalent égal à 27 degrés). Ce paramètre a une influence beaucoup plus importante dans la modélisation discrète que dans la modélisation de type milieu continu. Dans le modèle discret, l'efficacité atteint effectivement une valeur de 1 (au lieu d'un maximum de 0,7 dans le modèle de type milieu continu) et les tassements sont considérablement réduits. Une grande divergence de comportement est observée entre les deux modèles concernant l'effet de la cohésion.

#### 6.3.2

## Influence des paramètres élastiques du matelas

Dans le modèle numérique discret, aucune influence de l'élasticité initiale du matériau, exprimée par les raideurs au contact  $k_n$  et  $k_r$ , n'est relevée sur le report de charge ou les tassements à la base du matelas (le module d'Young équivalent obtenu sur un essai biaxial varie cependant entre 0,7 et 40 MPa). Dans la modélisation de type milieu continu, une valeur plus faible du module d'Young (valeur moyenne de 1 MPa au lieu de 10 MPa pour le cas de référence) entraîne une diminution de l'efficacité (d'environ 20 %), accompagnée de tassements à la base du matelas plus grands (augmentation de 40 %), mais une valeur plus grande du module d'Young (en moyenne 100 MPa) n'a pas d'incidence. Ce paramètre n'a donc pas la même influence dans les deux approches de modélisation. Pour les deux types de modèles, les paramètres de résistance au cisaillement du matelas ont une influence beaucoup plus importante que les paramètres élastiques.

#### 6.3.3

#### Influence de la compressibilité de la mousse support

La même influence de la compressibilité de la mousse est relevée pour les deux approches de modélisation : une mousse plus compressible que le cas de référence n'a pas d'influence sur le report de charge alors qu'une mousse plus rigide entraîne une diminution de l'efficacité (ce qui concorde avec les observations expérimentales).

## 7

## Conclusion

Le comportement mécanique d'un matelas granulaire érigé sur un sol compressible renforcé par inclusions rigides a été analysé par différentes approches de modélisation bidimensionnelles : un modèle réduit en laboratoire mettant en œuvre un sol analogique, un modèle numérique utilisant la méthode aux éléments discrets (MED) et un modèle numérique en milieu continu. Cependant, toutes ces approches restent qualitatives car les modélisations sont bidimensionnelles et ne respectent pas les lois de similitude. Les objectifs principaux sont la validation et la confrontation d'approches de modélisation, qui pourront, par la suite, être adaptée au cas des ouvrages réels.

La modélisation numérique en éléments discrets est une méthode alternative à la modélisation en milieu continu pour les sols granulaires. Elle considère les particules et leur interaction aux contacts, ce qui permet d'analyser en détail la réponse micromécanique du sol. Les résultats présentés dans cet article montrent que la modélisation numérique discrète proposée représente de manière assez précise le comportement macroscopique du système tel qu'il a été observé expérimentalement sur le modèle réduit de laboratoire, ceci malgré l'utilisation d'une procédure simple de génération des particules et la représentation discutable du comportement dilatant du sol du matelas (observé lors d'essais biaxiaux de laboratoire effectués sur le sol analogique).

L'analyse paramétrique effectuée sur les paramètres micromécaniques a montré que le coefficient de frottement interparticulaire et la cohésion aux contacts du matériau constituant le matelas ont une influence majeure sur l'intensité du report de charge vers les inclusions, alors qu'aucune influence des paramètres élastiques n'a été relevée, ce qui indique que, dans le matelas, des mécanismes micromécaniques en cisaillement se développent principalement.

Les résultats de l'analyse paramétrique menée sur le modèle numérique en milieu discret ont été confrontés à ceux obtenus sur un modèle numérique en milieu continu implémentant un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement du matelas. Les deux modèles numériques représentent le comportement expérimental de manière satisfaisante, mais les études paramétriques ont mis en évidence quelques divergences concernant l'influence des paramètres macro- et micromécaniques. L'équivalence entre ces deux familles de paramètres est déterminée à partir de résultats d'essais biaxiaux pour le sol du matelas. Le coefficient de frottement intergranulaire dans l'analyse en milieu discret et l'angle de frottement macroscopique ont une influence similaire sur le report de charge vers les inclusions (augmentation du report de charge avec l'angle de frottement), mais pas sur la réduction des tassements : la réduction est plus importante dans le modèle en milieu continu. L'introduction d'une cohésion aux contacts dans le modèle en milieu discret conduit à un report total de la charge vers les inclusions alors que l'influence d'une cohésion macroscopique équivalente dans le modèle en milieu continu a une influence plus limitée. L'influence de la compressibilité du matériau simulant le sol support est identique dans les deux approches : son augmentation n'a pas d'influence sur le report de charge alors que sa réduction conduit à une efficacité plus faible. Cependant, certains paramètres n'ont pas pu être directement comparés : la porosité du milieu discret et la dilatance dans le modèle continu. Même si les deux modèles conduisent à des résultats parfois différents, les analyses paramétriques montrent toutefois que, pour les deux approches de modélisation, la résistance au cisaillement du sol du matelas est le paramètre le plus important et qu'il doit donc impérativement être pris en compte dans une méthode de dimensionnement.

En conclusion, lors de la mise en œuvre d'un modèle pour dimensionner un matelas de transfert de charge ou pour estimer l'influence des paramètres, il est nécessaire de garder à l'esprit les limitations du modèle, comme il a été démontré dans cette étude par la mise en évidence des divergences de comportement entre un modèle numérique en milieu discret et en milieu continu. Cette étude conduit à une réflexion sur les types de modèles et les procédures de modélisation, ainsi que sur la signification géotechnique des paramètres macro et micromécaniques.

Il faut enfin souligner que les résultats et les analyses paramétriques présentés ici ne sont rigoureusement valides que dans certaines conditions restrictives, c'est-à-dire pour un système bidimensionnel et dans la gamme de valeurs examinées (géométrie, propriétés du sol du matelas, compressibilité du sol support, etc.). Les résultats présentés ne sont donc pas directement applicables à un ouvrage réel car :

 - l'étude est bidimensionnelle et il n'existe pas, pour ce type d'ouvrage, de facteur de passage direct pour obtenir les résultats équivalents pour un cas tridimensionnel (Kempton *et al.*, 1998);

- le modèle proposé utilise un sol analogique ;

– l'intégralité de la couche de sol compressible n'est pas explicitement représentée.

Une modélisation numérique tridimensionnelle réaliste a été proposée sur la base des résultats obtenus sur le modèle bidimensionnel en milieu continu (Jenck *et al.,* 2009). Les études paramétriques ont montré la même influence des paramètres macroscopiques que dans le modèle bidimensionnel simplifié (Jenck *et al.,* 2006b). Une approche similaire peut maintenant être envisagée à l'aide d'un code numérique en éléments discrets tridimensionnel. Tous ces résultats devront être validés sur la base de résultats expérimentaux en grandeur réelle.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les différents partenaires du projet national ASIRI, l'IREX ainsi que le Réseau génie civil et urbain de la DRAST pour leur soutien.

## Bibliographie

- Bertrand D., Nicot F., Gotteland Ph., Lambert S. Modelling a geo-composite cell using discrete analysis. *Computers and Geo-technics*, vol. 32. n° 8, 2005, p. 564–577.
- Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D. – État des connaissances – Amélioration des sols par inclusions rigides. International Symposium on Ground Improvement ASEP – GI, Presses de l'ENPC, 2004, p. 15-44.
- Caudron M. Étude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, Villeurbanne, 2005.
- Chareyre B. Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-géosynthétique par éléments discrets. Thèse de doctorat, Université Grenoble I, 2003, 199 p.
- Chareyre B., Villard P. Dynamic spar elements and discrete element methods in two dimensions for the modeling of soil-inclusion problems. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 131, n° 7, 2005, p. 689-698.
- Cundall C., Strack O. A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, n° 29, 1979, p. 47-65.
- Dolzhenko N., Mathieu P. Étude expérimentale des phases de creusement d'un tunnel à l'aide d'un modèle réduit bidimensionnel. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 42, n° 2, 2005, p. 352-364.
- Dolzhenko N. Étude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Thèse de doctorat, INSA Lyon, Villeurbanne, 2002.
- Emeriault F., Cambou B., Mahboubi A. Homogenization for granular materials : non reversible behaviour. *Mechanics*

of Cohesive Frictional Materials, vol. 1, 1996, p. 199-218.

- Itasca Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), user's guide. Itasca Consulting group, Minneapolis, 2002.
- Itasca Particle Flow Code in 2 Dimensions (PFC2D), user's guide. Itasca Consulting group, Minneapolis, 2004.
- Jenck O., Dias D., Kastner R. Soft ground improvement by vertical rigid piles. Two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. *Soils and Foundations*, vol. 45, n° 6, 2005, p. 15-31.
- Jenck O., Dias D., Kastner R. Two-dimensional physical modelling of an earth platform over soft ground improved by vertical rigid piles. *International Conference of Physical Modelling in Geotechnics*, Hong Kong, 2006a.
- Jenck O., Dias D., Kastner R. Threedimensional modelling of an embankment over soft soil improved by rigid piles. 6<sup>th</sup> European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Graz, 2006b.
- Jenck O., Dias D., Kastner R. Two-dimensional physical and numerical modeling of a pile-supported earth platform over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 133 n° 3, 2007, p. 295-305.
- Jenck O., Dias D., Kastner R. Modélisation numérique discrète d'un modèle réduit bidimensionnel de matelas de transfert de charge granulaire édifié sur inclusions rigides. Rapport ASIRI 2.08.4.03, 2008.

- Jenck O., Dias D., Kastner R. Threedimensional numerical modelling of a piled-embankment. *International Journal of Geomechanics*. A paraître en 2009 (accepté).
- Jian M.S., Yu H.-H., Harris D. Discrete element modelling of penetration in granular soils. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 30, 2005, p. 335-361.
- Kempton G., Russell D., Pierpoint N.D., Jones C.J.F.P. – Two- and three dimensional numerical analysis of the performance of piles embankments. 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, 1998, p. 767-772.
- Lee Y.J., Basset R. Influence zones for 2D pile-soil-tunnelling interaction based on model test and numerical analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 22, 2007, p. 325-342.
- Love J.P., Milligan G.W.E. Design Methods for basally reinforced pile supported embankments over soft ground. *Ground Engineering*, March 2003, 2003, p. 39-43.
- Nunez M., Dias D., Poilpré C., Kastner R. Soft ground improved by rigid vertical piles. Experimental and numerical study of the Carrières-sous-Poissy (France) case. 13<sup>th</sup> Panamericam Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Isla Margarita, Venezuela, 2007.
- Rathmayer M. Piled embankment supported by single pile caps. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 1975, p. 283-290.
- Schneebeli G. Une mécanique pour les terres sans cohésion. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, vol. 243, 1956, p. 2647-2673.

# Microstructure et potentiel de gonflement d'une argile du Sahara algérien

## M. LAMARA

Département de génie civil Université Ammar Télidji BP 37G 03000 Laghouat (Algérie) Irm3a\_nd@yahoo.fr

## Z. DERRICHE

École nationale supérieure des travaux publics 1, rue Sidi Garidi, BP 32 Vieux Kouba 16051 Alger (Algérie) zohra\_derriche@yahoo.com

## E. ROMERO

Department Geotechnical Engineering and Geosciences Universitat Politècnica de Catalunya Building D2, Campus Nord c/J. Girona 1.3 08034 Barcelone (Espagne) Enrique.romero. morales@upc.edu Durant les années 80, une raffinerie de pétrole et des bâtiments résidentiels divers, construits dans la région d'In-Aménas (au sud-est de l'Algérie), ont subi des dommages sévères dus au gonflement du sol. Quelques années seulement après sa réception, la raffinerie a dû être fermée et les constructions touchées sont tombées en ruine et ont dû être déblayées. Des études réalisées sur le sol de la région ont montré qu'il s'agit d'une argile de type kaolinite contenant des interstratifiés : illitevermiculite. Ces argiles présentent habituellement un potentiel de gonflement relativement faible. Dans le but de comprendre pourquoi les argiles d'In-Aménas ont développé un gonflement aussi dévastateur, les résultats d'une campagne d'essais de gonflement ont été analysés. Des investigations expérimentales complémentaires portant sur la microstructure et les propriétés de rétention d'eau du sol ont été effectuées. A la lumière de ces derniers résultats, l'importance de la microstructure du sol sur son comportement au gonflement est mise en évidence.

*Mots-clés :* dessiccation, double porosité, microstructure, argile gonflante, rétention d'eau, kaolinite.

# Microstructure and swell behaviour of a clay from the Algerian Sahara



Résumé

During the eighties an oil refinery plant with its various constructions, built in the area of In-Aménas (South East of Algeria) in the Algerian Sahara, suffered severe damage as a result of ground heaving. Only a few years after construction completion, the refinery had to be closed. Its buildings were completely destroyed and had to be cleared. Studies carried out on the soils of the area show that the nature of the swelling clay is kaolinite with presence of interstratified illite-vermiculite. These clay minerals are usually associated with a relatively low swell potential. In order to understand why the In-Aménas clays have developed such a devastating swell behaviour, the results of a programme of various swell tests are thoroughly examined. Complementary experimental investigations related to the microstructure of the clay and to its water retention properties are carried out. In the light of the results obtained an analysis is presented to show the importance of the microstructural organization of the soil on its swell behaviour.

Key words: desiccation, double porosity, microstructure, swelling clay, water retention, kaolinite.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/02/2010.

## Introduction

La présence d'argiles gonflantes cause de sérieux problèmes dans les régions arides. Le sol s'y trouve dans un état de dessiccation tellement poussé que l'apport d'une infime quantité d'eau peut provoquer des gonflements importants qui se traduisent par des désordres préjudiciables sur les constructions.

L'Algérie, comme de nombreux pays, souffre du problème du gonflement des sols. Compte tenu de l'importance et de la gravité des désordres, dus au gonflement, enregistrés dans plusieurs régions du Sud du pays, le gonflement des sols constitue un handicap majeur pour le développement de ces régions. Cela est d'autant plus vrai que ces régions, encore largement inhabitées, renferment l'essentiel des ressources pétrolières du pays.

L'expérience des dégâts dus au gonflement des sols vécue à In-Aménas est particulièrement singulière et n'en finit pas de susciter l'intérêt des chercheurs. Dans cette région du Sud-Est du pays, pour la plupart des ouvrages touchés, les désordres dus au gonflement débutent dès la réception et évoluent d'une manière anormalement rapide, tellement rapide que seulement quelques années suffisent pour mener les constructions à une ruine totale. L'exemple le plus spectaculaire enregistré dans la région est sans doute celui de la très grande installation de raffinage qui a été sévèrement éprouvée, usine et bâtiments annexes, par le gonflement des sols et a dû être abandonnée après quelque 5 à 6 années d'exploitation, interrompue par plusieurs campagnes de confortement. Les bâtiments annexes de la raffinerie, très endommagés, ont été déblayés. L'usine a été démantelée et le projet de son transfert à un autre endroit est actuellement encore à l'étude. Il est à noter qu'à In-Aménas, beaucoup d'infrastructures de base, aéroport et routes, sont maintenues en exploitation au prix d'onéreuses opérations de réparation. Une analyse approfondie du comportement des ouvrages de la raffinerie a été présentée dans Derriche et al. (1999).

Les sols fortement expansifs sont habituellement composés de minéraux de type smectite. Toutefois, sous certaines conditions, on a pu montrer qu'une argile kaolinitique associée à une faible proportion d'interstratifiés « illite-vermiculite », *i.e.* l'argile d'In-Aménas, pouvait exhiber un comportement au gonflement aussi important que celui des smectites et représenter un réel danger pour les constructions.

Pour ce faire, on a utilisé les résultats d'un programme d'essais de gonflement réalisés en conditions œdométriques. On a complété la caractérisation hydraulique de l'argile par la mesure des caractéristiques de rétention d'eau, obtenues par la méthode des psychromètres, en conditions non chargées. Pour révéler l'organisation microstructurale du matériau, à même d'expliquer l'importance du gonflement observé pour les argiles d'In-Aménas, on a analysé le réseau poral du sol à l'état naturel par porosimétrie à intrusion de mercure (MIP) sur des échantillons lyophilisés.

On a interprété les résultats obtenus pour proposer une explication possible au potentiel de gonflement particulièrement élevé développé par les sols de la région d'In-Aménas. La région d'In-Aménas est située à 1 600 kilomètres au sud-est d'Alger. Elle est repérée par les latitude 28-05 Nord et longitude 09-63 Est. La région se trouve à une altitude de 521 m et se caractérise par une morphologie plutôt plane avec absence quasi-totale de drainages naturels superficiels.

Le climat de la région est de type saharien avec une longue saison estivale sèche et une très courte saison hivernale douce. La valeur des précipitations est particulièrement faible (29 mm/an). Les vents sont froids et secs en hiver et deviennent chauds et desséchants en été (sirocco). Le degré hygrométrique est très faible tout au long de l'année ; il varie de 20 % en été à 50 % en hiver. Ces valeurs de l'humidité relative correspondent à des succions totales de 95 à 210 MPa, en vertu de la loi psychrométrique considérée à 20 °C.

## 3 Caractéristiques géotechniques — minéralogie

#### 3.1

## Géologie locale

Les données géologiques locales ont montré que la formation principale rencontrée dans la région appartient à la série des argiles triasiques du Zarzataine ; région qui renferme les plus importants gisements pétroliers et gaziers du Sahara. Des sondages pétroliers ont montré que, par endroits, cette formation d'argile a une épaisseur supérieure à 180 m et surmonte une formation carbonifère très épaisse.

Les multiples études réalisées dans la région ont révélé la présence d'un sol composé essentiellement d'argile rouge, bariolée par endroits de mauve, de jaune, de vert et de bleu. Cette couche est très compacte et est couverte en surface par une couche d'altération de quelques centimètres. Dans sa partie supérieure, le sol est constitué d'un matériau limonoargileux, plus ou moins dépourvu de fraction sableuse et qui se présente en petits blocs très compacts séparés par de nombreuses fractures. Plus en profondeur, le sol est une argile limono-sableuse visiblement moins compacte que l'argile qui la surmonte.

Eu égard au caractère lithoïde particulièrement friable de l'argile, les résultats présentés dans cette étude ont concerné des échantillons manuellement taillés aux dimensions voulues (avec couteau et papier abrasif) dans des blocs récupérés à une profondeur d'environ 4 m, dans des tranchées exploratrices et puits de reconnaissance réalisés par l'entreprise SONATRACH.

#### 3.2

## **Composition chimique**

Les analyses chimiques réalisées sur l'argile ont mis en évidence une grande proportion de silicates (> 50 %) comparée à celle des aluminates (< 20 %). Ces proportions donnent au sol un rapport silice-alumine et silice-sesquioxydes important comparable à celui des argiles de type smectique. Ce rapport est manifestement influencé par la présence de silice cristallisée. Les résultats indiquent la présence d'un pourcentage non négligeable de minéraux argileux de type 2 : 1 (2 motifs tétraédriques ; 1 motif octaédrique).

La teneur de K<sub>2</sub>O confirme la présence d'illite dans les proportions de 20 à 28 % (Derriche *et al.*, 1999). La proportion d'oxydes ferriques (5 à 8,4 %) indique le caractère ferrugineux, par ailleurs apparent dans la couleur rougeâtre dominante de l'argile.

La mesure du pH a donné des valeurs comprises entre 7,2 et 7,8 démontrant le caractère alcalin du sol. La présence des cations échangeables basiques (Ca, Mg, Na et K) a été évaluée à 22,35 meq/100 g, avec plus de la moitié assurée par le calcium (12,8 meq/100 g).

### 3.3

## Caractéristiques physiques

A l'état naturel, l'argile présente la consistance d'une roche dure et friable. Sa densité est très forte (2 à 2,1). La composition granulométrique montre que le sol contient une large proportion (50 à 80 %) de particules fines (< 2  $\mu$ m) (Fig. 1a). La limite de liquidité varie entre 34 et 80 % et l'indice de plasticité entre 23 et 45 % (Fig. 1b). La limite de retrait varie entre 10 et 14 %, et la teneur en eau naturelle est très faible et souvent comprise entre 1,7 et 4 %. Ces valeurs sont en conformité avec la forte compacité du sol et sont la conséquence de la surconsolidation poussée, induite par la forte dessiccation des dépôts d'argile de la région.

Les analyses par diffraction aux rayons X de trois échantillons ont révélé que ces argiles sont à prédominance de kaolinite avec la présence, en moindre importance, d'interstratifiés « illite-vermiculite » et de silice cristallisée. Ces minéraux argileux sont normalement associés à un potentiel de gonflement faible.

On donne sur la figure 1b une représentation de la plasticité de l'argile d'In-Aménas en même temps que celle de l'argile de Boom (Romero, 1999), qui est une argile modérément gonflante de type kaolinitique-illitique et très similaire en termes de minéralogie à l'argile d'In-Aménas. Les résultats de l'argile de Boom utilisés dans cette étude concernent des échantillons compactés statiquement du côté sec de la courbe de compactage à une densité sèche de 1,67 (Romero, 1999).

On remarque que, pour les deux sols, les points représentatifs de la plasticité se situent le long de la ligne A de l'abaque de Casagrande. Selon Sridharan (2005), très souvent cette caractéristique, commune aux sols kaolinitiques et montmorillonitiques, ne permet pas de distinguer la présence de la première classe d'argile de la seconde à partir de cette classification conventionnelle de la plasticité.

A première vue, il semble évident que les deux argiles présentent des plasticités comparables.

# Méthodes d'essais

4.1

## Porosimétrie à intrusion de mercure

L'essai de porosimétrie à intrusion de mercure (MIP) a été utilisé pour fournir des informations sur l'organisation du réseau poral du sol d'In-Aménas, considérée à l'échelle de l'agrégat individuel ainsi qu'à celui de l'agencement des agrégats entre eux. Ces informations pouvaient mettre en évidence les caractéristiques microstructurales à même d'expliquer l'importance du potentiel de gonflement de l'argile d'In Aménas.

Les essais MIP ont été réalisés suivant la procédure ASTM D4404, avec l'appareil Micromeritics-AutoPore IV, capable d'atteindre une pression d'intrusion de 220 MPa. La dimension des pores, qui peut être mesurée par cet appareil, varie de 6 nm à 400  $\mu$ m. Bien que le matériau testé présente une humidité très faible (très inférieure à la limite de retrait), un processus de lyophilisation a été employé pour sécher les échantillons en veillant à la conservation de leur organisation porale (Delage *et al.*, 1982). Deux types de porosité peuvent être caractérisés par un cycle injection-extrusion de mercure dans le sol (Roméro, 1999). Lors de l'opération d'injection, le mercure remplit tout le volume des pores interconnectés qui sont accessibles dans la porosité du sol. En revanche, lors du chemin inverse, la libéra-



de Boom. b) Représentation de la plasticité dans l'abaque de Casagrande. a) Particle size distribution of three samples of In-Aménas clay and that of Boom Clay. b) Plasticity chart. tion totale de la pression ne peut expulser que seulement une partie du mercure présent dans les pores. La différence entre les effets de la phase d'injection sous pression et ceux de la libération de la pression met en évidence la porosité piégée du sol. Selon Delage et Pellerin (1984), la porosité piégée représente la porosité inter-agrégats (macro-porosité), tandis que la porosité libre correspond au volume des vides intra-agrégats.

## Courbe caractéristique de retention d'eau

4.2

Des psychromètres à transistors (SMI, Woodburn et al., 1993), avec une plage de mesure étendue, ont été utilisés pour l'obtention de la courbe de rétention d'eau (exprimée en succion totale pouvant varier de 0,5 à 80 MPa). Le voltage produit en sortie par le transistor peut être relié à l'humidité relative (ou à la succion totale via la loi psychrométrique) à travers un étalonnage approprié (Mata et al., 2002). Les mesures ont été réalisées sur deux spécimens prélevés dans le même échantillon. Les spécimens ont été mouillés par étapes, stockés pendant une journée pour équilibrage de l'humidité. Les spécimens ont été ensuite pesés et l'humidité relative de l'air les entourant mesurée. A la fin de la procédure de mouillage en multi-étapes, les spécimens ont été pesés, séchés à l'étuve pour déterminer leur teneur en eau.

## Caractéristiques de gonflement

4.3

5

5.1

Les résultats des essais de gonflement présentés dans cet article ont été empruntés à Tas (1992) qui a réalisé une étude approfondie du gonflement à l'œdomètre des sols d'In-Aménas.

## **Résultats et interprétation**

## Organisation porale du sol

La figure 2 donne les courbes du volume poreux injecté en fonction du rayon d'accès du pore, correspondant aux phases d'injection et d'extrusion du mercure dans le sol. La figure 3a montre l'indice des vides cumulé injecté par le mercure ( $e_{nw}$  le volume de mercure entré dans le sol rapporté au volume solide de l'échantillon testé) en fonction de la taille du pore d'entrée des agrégats (à l'échelle microstructurale) et des agglomérats d'agrégats (à l'échelle macrostructurale).

Les courbes des figures 2 et 3 indiquent l'existence dans le sol d'une distribution bimodale discontinue des pores. Celle-ci met en évidence à une extrémité la présence de très larges pores (inter-agrégats), de taille supérieure à 10  $\mu$ m avec une taille dominante d'environ 360  $\mu$ m, et à l'autre extrémité des micropores de très faible diamètre, inférieur à 100 nm (0,1  $\mu$ m), avec une taille dominante de 10 nm (100 Å). Les pores de diamètres intermédiaires, ceux compris entre 0,1 et 10  $\mu$ m, ne semblent pas exister dans l'argile d'In-Aménas.





Les courbes porosimétriques de la figure 2 permettent d'évaluer la proportion de la porosité libre du sol à près de 30 % (0,037 cm<sup>3</sup>/g) de la porosité totale du sol (0,12 cm<sup>3</sup>/g). Ce pourcentage correspond, sur la courbe d'injection (Fig. 4), approximativement à des pores de diamètre d'entrée de 15 nm (150 Å).

Les résultats donnés sur la figure 3b complètent l'information sur l'organisation porale du sol par la fonction de densité de la taille des pores (PSD), définie comme – de<sub>nw</sub>/dlogx, pour les deux échelles de porosité (agrégats et agglomérats). Ces résultats indiquent que la courbe PSD des agrégats affiche un seul mode correspondant à une taille d'entrée des pores extrê-



mement petite, de l'ordre de 10 nm, valeur qui est en accord avec la densité très élevée du matériau.

Cette valeur est aussi proche de la taille d'entrée de pore minimum détectable par l'appareil utilisé. Le recours à un porosimètre d'adsorption de nitrogène permettrait de confirmer ce mode.

En revanche, et comme indiqué plus haut, l'échelle des agglomérats est clairement bi-modale :

 – d'une part, les modes à l'échelle des agglomérats correspondent à la même taille des pores intra-agrégats (les pores à l'intérieur des agrégats) 10 nm ;

 d'autre part, la porosité des inter-agglomérats est représentée par la taille particulièrement importante des pores de 360 µm. Ce résultat paraît normal compte tenu de l'état d'extrême dessiccation du sol.

L'indice des vides maximal injecté au niveau des agrégats est de 0,10, ce qui correspond à une densité sèche des agrégats, très importante (proche de 2,45). Il est vrai qu'à cause de la limitation de la capacité de l'appareillage à distinguer les pores très petits des agrégats, il y a évidemment un pourcentage de porosité non injectée. On évalue cet écart, par rapport à l'indice des vides global estimé (e = 0,355), à  $\Delta e = 0,036$  (Fig. 2). A cause de cet écart, la densité sèche des agrégats ne devrait être que légèrement inférieure à la valeur indiquée précédemment.

## 5.2

## Courbe de rétention d'eau

Les points expérimentaux obtenus sont présentés sur la figure 4, avec une courbe de corrélation utilisant une forme modifiée de l'équation de van Genuchten (1980), dans laquelle la teneur en eau w est définie comme une fonction de la succion (Romero et Vaunat, 2000). Dans l'équation (1), les paramètres n et m sont les mêmes que ceux de l'expression originale de van Genuchten,  $w_{sat}$  représente la teneur en eau du sol en conditions saturées, et S<sub>r</sub> est le degré de saturation du sol. La corrélation donnée dans l'équation (1) force la courbe de rétention à être linéaire dans une échelle semi-logarithmique dans le domaine des succions élevées. Le paramètre a représente l'intersection avec l'axe y correspondant à une teneur en eau nulle dans cette partie linéaire. Un algorithme utilisant la méthode des moindres carrés est utilisé pour déterminer les paramètres du modèle (n, m, et  $\alpha$ ), supposant a = 500 MPa et w<sub>sat</sub> = 25,3 %. Les paramètres trouvés sont n = 1, m = 0,64 et  $\alpha$  = 0,09 MPa<sup>-1</sup>.

$$\frac{W}{W_{sat}} = S_r = C(s) \left[ \frac{1}{1 + (\alpha s)^n} \right]^m, \quad C(s) = 1 - \frac{\ln \left[ 1 + \frac{s}{a} \right]}{\ln(2)}$$
(1)

La figure 4 présente, à des fins de comparaison, la courbe de rétention de l'argile de Boom, une argile kaolinitique-illitique (Romero, 1999) très similaire à l'argile d'In-Aménas. Cette argile modérément gonflante présente une teneur en eau à la saturation et une limite de liquidité similaires à celles de l'argile d'In-Aménas, bien que la proportion de fines (< 2  $\mu$ m) de l'argile de Boom soit inférieure (50 %). Cependant, pour la même humidité relative (ou succion totale) l'argile d'In-Aménas est capable de retenir plus d'eau que l'argile de Boom. Cette hygroscopicité élevée du sol d'In-Aménas se traduit par une capacité de variation de volume en réponse à l'augmentation de l'humidité relative.



## Gonflement

La figure 5a montre la cinétique de gonflement sous conditions œdométriques de deux échantillons d'argile, saturés et autorisés à gonfler librement sous le poids du piston (< 2 kPa). La déformation de gonflement développée par l'échantillon (couche supérieure) est d'environ 20 % après une durée de 11 jours. Des déformations de gonflement plus importantes (> 30 %) ont été enregistrées sur d'autres échantillons (Tas, 1992). Sur les courbes de la figure 5a, les phases de gonflement primaire et secondaire sont clairement identifiées. Le gonflement secondaire commence à partir d'une journée et semble se stabiliser au-delà d'une période de 14 jours (20 000 min). Il est habituellement associé avec l'hydratation progressive des agrégats de forte densité.

Au mouillage, l'eau remplit les macro-pores du sol et s'écoule à travers, conférant alors une grande perméabilité au sol. Les forces de capillarité inter-granulaires, qui maintiennent l'assemblage des agrégats naturels stables, sont rapidement modifiées, ce qui provoque immédiatement un gonflement primaire. Prend place par la suite au niveau de la microstructure (à l'intérieur des agrégats) et des agrégats potentiellement expansifs un gonflement secondaire qui s'alimente de l'eau disponible dans les macro-pores du sol.

Le transfert de l'eau entre les agrégats expansifs et la macro-porosité ouverte continue jusqu'à ce qu'un équilibre soit atteint. Cette explication inclut implicitement que coexistent à l'intérieur de l'échantillon deux différents potentiels de l'eau. L'eau remplissant les macro-pores possède un macro-potentiel qui n'est pas



nécessairement en équilibre avec le potentiel de l'eau à l'intérieur des agrégats. L'organisation du réseau des pores, pour les deux niveaux macro et microstructuraux de l'argile d'In-Aménas, est analysée dans les sections précédentes.

La figure 5b présente les résultats de deux essais de chargement après gonflement libre. Les échantillons sont ramenés à leur indice des vides initial par l'application d'une pression verticale supérieure à 3 000 kPa. Cette valeur peut représenter une limite supérieure pour la pression de gonflement réelle du sol. A noter par ailleurs que des pressions de gonflement de l'ordre de 6 000 à 8 000 kPa ont été mesurées pour certains échantillons. Il est bien connu que la pression de gonflement, déterminée par chargement après gonflement libre, est habituellement plus importante comparée à celle obtenue par gonflement sous charges constantes et celle donnée par l'essai à volume constant (Gens et Alonso, 1992). Il ressort néanmoins de ces résultats que l'argile d'In-Aménas est potentiellement gonflante. Elle peut exhiber des déformations de gonflement importantes (> 30 %) et développer des pressions de gonflement considérables (3 à 8 MPa).

On donne sur la figure 6a, les courbes de chargement après gonflement d'échantillons saturés et autorisés à gonfler sous des charges constantes de 500, 1 000 et 2 000 kPa, Les échantillons saturés sous chargement montrent un gonflement réduit. Après inondation, l'échantillon testé, sous la charge de 2 000 kPa, a d'abord amorcé un très faible tassement avant



b) Cyclic loading and unloading after free swelling (Tas, 1992).

d'entamer un gonflement. On suppose que, durant le mouillage progressif du sol, les agrégats naturels, initialement très denses, subissent un relâchement accompagné d'une réduction de résistance et de rigidité, et fusionnent ensemble en remplissant les vides inter-agrégats. Sous contrainte élevée, le phénomène est équivalent à l'échelle macroscopique à ce que le matériau subit un effondrement dû au mouillage. Cependant, le comportement expansif reste dominant et un gonflement net est toujours mesuré.

La figure 6b représente les courbes décrivant des cycles de chargement-déchargement après un chemin de gonflement libre sous le poids du piston. Ces courbes montrent que le comportement du sol est approximativement réversible après seulement le premier cycle de chargement. La déformation volumique réversible représente environ 60 % de la déformation de gonflement initial enregistrée pendant le gonflement libre. Le gonflement observé lors du mouillage du sol dépend de la microstructure du sol et de la contrainte mécanique subie. Il semble qu'au cours du mouillage, sous contrainte mécanique importante, l'effondrement détruit la microporosité initiale du sol.

Si on admet que la structuration initiale du sol est détruite par le chargement après le gonflement libre, la déformation réversible représenterait cette partie du gonflement qu'on peut qualifier d'intrinsèque au type du sol. Elle exprimerait l'affinité du sol à l'eau qui dépend de la minéralogie du sol *i.e.* de la surface spécifique, la CEC etc., et qui est en principe indépendante de l'organisation microstructurale des agrégats.

On remarque par ailleurs que le changement de la compressibilité du sol dans le domaine surconsolidé est particulièrement significatif lorsqu'on compare la compressibilité du matériau avant inondation (Fig. 6a) et sa compressibilité après gonflement libre et premier chemin de chargement (Fig. 6b). La première est contrôlée par la résistance au cisaillement aux alentours des points de contact des agrégats. La deuxième est gouvernée principalement par les phénomènes d'adsorption des doubles couches d'eau. Avec l'imbibition, la modification de la structure du sol est le résultat de la perte de résistance des agrégats et des agglomérats que les agrégats forment dans le sol.

Ainsi, la valeur très élevée de la densité sèche des agrégats peut donner une explication suffisante au potentiel de gonflement très important du sol, qui a priori n'est pas conforme à l'activité des minéraux argileux présents dans le sol.

En effet, d'après les résultats porosimétriques obtenus, l'argile d'In-Aménas peut être considérée comme présentant une structure franchement ouverte puisqu'elle possède des vides de grandes tailles occupant plus de 70 % de la porosité totale du sol.

Lors du chemin de dessiccation, pour des humidités inférieures à la limite de retrait de l'argile (10 et 14 %), alors que le volume global du sol ne varie plus, les agrégats d'argile peuvent continuer à se retirer à l'intérieur du sol sous l'effet des succions élevées (telles que celles s'exerçant sur les sols d'In-Aménas, *i.e.* 100 MPa en hiver et 200 MPa en été), enregistrant des densités importantes et ménageant à l'intérieur du sol des pores inter-agrégats de plus en plus importants.

La dessiccation suscite l'agglomération des particules et crée souvent des liaisons chimiques des minéraux argileux avec les cations présents favorisées par le milieu alcalin du sol (Tessier et Pedro, 1976). A ce titre, la liaison fer-argile et le rôle du fer dans l'organisation des sols kaolinitiques ont été étudiés depuis longtemps par les pédologues. On attribue souvent au fer un rôle de ciment lié à la précipitation d'hydrates ferriques et à leur possibilité de floculation mutuelle avec l'argile (Chauvel *et al.*, 1976). Il n'est pas impossible que la grande densité des agrégats soit en partie due à des réactions chimiques entre la kaolinite et le fer présent dans le sol.

Lors d'un chemin de mouillage, il est attendu que la taille des micropores à l'intérieur des agrégats augmente induisant une expansion importante de la microstructure. La possibilité du développement de la porosité entre les agrégats, conséquence de l'expansion de la microstructure sous faible contrainte, va aussi contribuer à l'augmentation de la capacité de gonflement du matériau.

## Conclusion

6

Le gonflement des sols représente un sérieux handicap pour le développement des régions arides du Sahara Algérien. Afin de donner la mesure de cet aléa, le cas spectaculaire de désordres causés par le gonflement du sol sous une installation de raffinage de pétrole dans la région de In-Aménas a été décrit.

Pour expliquer le gonflement singulier développé par les sols de cette région, jugé *a priori* non conforme aux minéraux argileux présents, des résultats d'essais de gonflement réalisés sous conditions œdométriques suivant divers chemins de contraintes mécaniques ont été complétés par des investigations portant sur la microstructure et les propriétés de rétention d'eau du sol.

L'argile d'In-Aménas est constituée de kaolinite avec présence d'interstratifiés illite-vermiculite. Elle présente une activité modérée mais se caractérise par une capacité de gonflement particulièrement importante. Cette capacité s'exprime par un potentiel de gonflement libre variant de 20 % à plus de 30 % et une pression de gonflement de l'ordre de 3 à 8 MPa, obtenue par chargement après gonflement libre sous le poids du piston.

Les aspects microstructuraux de l'argile ont été analysés par porosimétrie à intrusion de mercure. Ces essais ont permis de montrer que l'argile d'In-Aménas présente une structure franchement ouverte formée d'agrégats très denses (2,45) avec une taille de pore dominante de 10 nm, et de vides inter-agrégats de très grandes tailles (de l'ordre de 360 µm) occupant 70 % de la porosité totale du sol.

Cette microstructuration de l'argile est le résultat d'une forte dessiccation du sol à laquelle auraient contribué des réactions chimiques des minéraux argileux avec les cations présents donnant lieu à des oxydes basiques, ayant participé à la cimentation des agrégats argileux.

Le gonflement du sol dépend de la minéralogie de l'argile présente (gonflement intrinsèque), de la microstructure et de la contrainte mécanique subie par le sol. Les argiles de la région d'In-Aménas représentent un excellent exemple de l'importance des effets de la micro structure sur la capacité de gonflement affichée par le sol. Pour compléter la caractérisation hydraulique du sol, la courbe de rétention d'eau a été déterminée sous conditions non chargées. La structure ouverte de l'argile d'In-Aménas associée à son affinité intrinsèque à l'eau est à la base de sa grande capacité de rétention d'eau. Celle-ci a pu être vérifiée par comparaison avec celle d'une argile kaolinique-illitique, très similaire en termes de minéralogie et de plasticité à l'argile d'In Aménas, mais présentant manifestement une organisation microstructurale totalement différente. Si l'on admet que le gonflement sous faible contrainte préserve la structure initiale du sol, on peut affirmer que la structure ouverte de l'argile d'In-Aménas, conservée après gonflement, peut exercer un effet sur la perméabilité du sol. La vitesse de développement des désordres sur les constructions légères d'In-Aménas pourrait être due à une perméabilité importante du sol. Ainsi la microstructuration particulièrement ouverte de l'argile d'In-Aménas serait responsable non seulement de l'importante capacité de gonflement de l'argile mais vraisemblablement aussi de la vitesse à laquelle se développe ce gonflement. Des études complémentaires devraient confirmer ces hypothèses.

## Bibliographie

- Chauvel A., Pedro G., Tessier D. Rôle du fer dans l'organisation des matériaux kaolinitiques : études expérimentales. *Sciences du sol*, n° 2, 1976, p. 101-113.
- Delage P., Tessier D., Audiguier M.M. Use of the cryoscan apparatus for observation of freeze-fractured planes of a sensitive Quebec clay in scanning electron microscopy. *Canadian Geotechnical Journal*, 19, 1982, p.111-114.
  Delage P., Pellerin F.M. Influence de la
- Delage P., Pellerin F.M. Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec. Clay Minerals, 19, 1984, p. 151-160.
- Derriche Z., Iguechtal L., Tas M. Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'In-Aménas. *Revue française de géotechnique*, 89, 1999, p. 55-65.
- Gens A., Alonso, E.E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 1992, p. 1013-1032.

- Mata C., Romero E., Ledesma A. Hydrochemical effects on water retention in bentonite-sand mixtures. *Proceedings*. *3<sup>rd</sup> International Conference on unsaturated soils*, Recife, Brazil, vol. 1, Jucá, de Campos & Marinho (eds.), Swet & Zeitlinger, Lisse, 2002, p. 283-288.
- Romero E. Characterization and thermohydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay : an experimental study. PhD Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain, 1999.
- Romero E., Vaunat J. Retention curves of deformable clays. *Proceedings international workshop on unsaturated soils : experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*. A. Tarantino & C. Mancuso (eds). A.A. Balkema, 2000, p. 10-12.
- Sridharan A. On swelling behaviour of clays. Proceedings international conference on problematic soils. *GEOPROB*, vol. 2, 2005, p. 499-516.

- Tas M. Influence des procédures expérimentales sur l'estimation en laboratoire des paramètres de gonflement des argiles expansives. Thèse de Magister, École nationale polytechnique d'Alger, 1992.
- Tessier D., Pedro G. Les modalités de l'organisation des particules dans les matériaux argileux : évolution des principales argiles Ca au cours du phénomène de retrait. *Sciences du sol*, n° 2, 1976, p. 85-100.
- van Genuchten M. Th. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, 44, 1980, p. 892-898.
- Woodburn J.A., Hold. J., Peter, P. The transistor psychrometer : a new instrument for measuring soil suction. Unsaturated Soils Geotechnical Special Publication n° 39, Dallas, S.L. Houston & W.K. Wray (eds). ASCE, 1993, p. 91-102.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 126-127 1° el 3º timestres 2009

# Effet de la méthode de préparation sur le comportement non drainé d'un sol granulaire



Cet article présente une étude expérimentale réalisée en laboratoire à l'appareil triaxial sur l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement non drainé du sol de Chlef. Les essais ont été effectués sur des échantillons de densité relative initiale de 29, 50 et 80 % et à des pressions de confinement effectives initiales de 50, 100 et 200 kPa selon deux méthodes de préparation à savoir la pluviation à sec (PS) et le placement humide (PH) à une teneur en eau de 3 %. Les résultats des essais montrent que le confinement initial affecte d'une manière considérable la résistance à la liquéfaction du sol. En effet, cette dernière augmente avec la pression de confinement. Les résultats montrent aussi que les échantillons préparés avec la méthode de pluviation à sec présentent une résistance à la liquéfaction plus élevée que ceux préparés avec la méthode du placement humide, en mobilisant un effort résiduel plus grand.

*Mots-clés* : liquéfaction, sol, non drainé, pluviation à sec, placement humide, confinement.

# Effect of sample preparation method on the undrained behaviour of a granular soil

Abstract

This paper presents an experimental study of sample preparation method conducted in the laboratory using triaxial apparatus on the undrained behaviour of Chlef soil. The tests were conducted on samples of initial relative density of 29, 50 and 80 % and initial confinement pressure of 50, 100 and 200 kPa using two depositional methods that include dry funnel pluviation (PS) and wet deposition (PH) with a water content of 3 %. The test results show that the initial confinement pressure affects considerably the resistance to liquefaction. However, it increases with the confinement. The results also show that the samples prepared with the dry funnel pluviation method have a greater resistance to liquefaction than those prepared with the wet deposition method, by mobilizing higher residual strength.

*Key words:* liquefaction, soil, undrained, dry funnel pluviation, wet deposition, confinement.

## N. DELLA, A. ARAB M. BELKHATIR

Laboratoire des Sciences des matériaux et Environnement Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur Département de génie civil Université de Chlef 02000 Chlef (Algérie) ah\_arab@yahoo.fr

## H. MISSOUM

Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur Département de génie civil Université de Mostaganem 27000 Mostaganem (Algérie)

## C. BACCONNET

Université Blaise-Pascal Clermont Ferrand II Campus les Cézeaux BP 187 63174 Aubière Cedex

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/02/2010.

# Introduction

Il est largement reconnu que le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leur état initial en termes d'indice des vides (ou d'indice de densité) et d'état de contraintes effectives. On ne fait cependant que rarement référence à la structure initiale du matériau, au sens de l'arrangement géométrique des grains dans l'empilement granulaire, résultant de tel ou tel mode de reconstitution ou de formation du matériau.

L'effet de la méthode de préparation des échantillons sur la résistance à la liquéfaction a fait l'objet de nombreux travaux de recherches controversés, car on ne trouve pas de consensus dans la littérature. Certains auteurs concluent que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par la méthode de sédimentation que pour des échantillons préparés par d'autres méthodes à savoir la pluviation à sec et le placement humide (Zlatovic et Ishihara, 1997). Ishihara (1993) a noté qu'un échantillon préparé par déversement à sec présente une résistance plus élevée que celui préparé par placement humide. D'autres auteurs ont observé que la résistance à la liquéfaction des échantillons préparés par placement humide est plus élevée que par pluviation à sec (Mulilis et al., 1977 ; Yamamuro et al., 2008). Par ailleurs, Benahmed et al. (2004), Benahmed (2001) ainsi que Canou (1989) ont présenté des résultats montrant que les essais préparés par pluviation à sec sont plus résistants que ceux préparés par placement humide. Vaid et al. (1999) confirment ce résultat en montrant que le placement humide favorise l'initiation de la liquéfaction par rapport à une mise en place par pluviation sous eau. Pour compléter ces résultats et enrichir le débat, on a eu l'opportunité de réaliser deux séries d'essais triaxiaux non drainés en utilisant deux méthodes de déposition à savoir la pluviation à sec et le placement humide en vue d'étudier l'effet de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement non drainé du sol de Chlef.

## Matériau utilisé

2

Les essais ont été réalisés sur le sable de Chlef (Algérie) contenant 0,5 % de limon de l'oued qui traverse la ville de Chlef à l'ouest d'Alger. La courbe granulométrique de ce sable est donnée sur la figure 1. Le sable de Chlef est un sable moyen, arrondi avec un diamètre moyen  $D_{50} = 0,45$  mm. Le limon contenu est peu plastique avec un indice de plasticité de 6 %. Le tableau I donne les caractéristiques physiques du sable utilisé. Les essais ont été réalisés à un indice de densité la che, moyennement dense et dense, et trois pressions de consolidation effectives  $\sigma'_c = 50, 100$  et 200 kPa ( $\sigma'_c = p-u_{cp}$ ). La masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée (le volume





initial de l'échantillon est connu), l'état de densité de l'échantillon étant défini par la densité relative :

$$I_{D} = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$$

## Mode opératoire

3

Le dispositif expérimental utilisé est présenté sur la figure 2. Il comprend :

une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley (Bishop et Wesley, 1975);

 trois contrôleurs de pression – volume de marque GDS (200 cc);



**Dispositif expérimental utilisé.** Experimental apparatus.

Matériau	e <sub>min</sub>	e <sub>max</sub>	Y <sup>imin</sup> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sup>imas</sup> (g/cm <sup>3</sup> )	γ. (g/cm <sup>3</sup> )	Cu (D <sub>co</sub> /D <sub>10</sub> )	D <sub>50</sub> (mm)	D <sub>10</sub> (mm)	Forme des grains
O/Chlef	0,54	0,99	1,34	1,73	2,67	3,2	0,45	0,15	Arrondie

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 126-127 1ª et 2ª trimestres 2009  – une pompe à vide reliée à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée ;

- une centrale d'acquisition ;

– un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des données.

#### 3.1

## Moule de fabrication des échantillons

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi-cylindriques. Celles-ci peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Un conduit d'aspiration est relié à une pompe à vide afin de plaquer la manchette sur les parois latérales du moule.

#### 3.2

## Méthodes de déposition

Dans cette étude, on a utilisé deux méthodes de déposition à savoir la pluviation (déversement) à sec et le placement humide.

#### 3.2.1

## Méthode de pluviation à sec (PS)

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (Fig. 3). Le moule de fabrication est rempli en continu par déversement en pluie du sable sec. Pour obtenir un échantillon lâche, il faut que la hauteur de chute soit quasi nulle. La technique est la même que celle utilisée par Ishihara (1993). Dans le but de fabriquer des échantillons homogènes, pour les échantillons moyennement denses et denses, on a utilisé la méthode préconisée par Ladd (1978), qui consiste à partager l'échantillon en plusieurs couches. La densité relative de chaque couche varie de 1 % du bas vers le haut. La couche moyenne a la même densité relative que l'échantillon.

### 3.2.2

### Méthode de placement humide (PH)

Cette méthode consiste à mélanger, de manière la plus homogène possible, le sable, préalablement séché, avec une petite quantité d'eau. Le sol humide est déposé délicatement par couches successives dans le moule avec contrôle de la teneur en eau. On applique un compactage avec un nombre constant de coups pour obtenir une structure homogène et isotrope. La teneur en eau varie de 2 % pour le sable à 20 % pour les sols fins. Cette méthode est très commode pour le sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides. Dans notre étude, la quantité d'eau à ajouter a été fixée à 3 %. Le mélange permet d'obtenir des échantillons homogènes avec un milieu remué grâce à la présence de pellicules d'eau entre les grains.

## 3.3

## Préparation de l'échantillon

Les échantillons utilisés sont cylindriques d'élancement 1 ( $\phi$  = 70 mm et H = 70 mm). Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon, plusieurs chercheurs (Lee, 1978 ; Robinet *et al.*, 1983 ; Tatsuoka *et al.*, 1984 ; Colliat, 1986 ; Al Mahmoud, 1997) ont insisté sur la nécessité de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieures et inférieures. Ceci peut être obtenu avec des embases de surface lisse ou lubrifiée. Le système d'antifrettage utilisé dans cette étude est composé des éléments suivants (Fig. 4) :

- une surface lisse de Téflon couvrant les embases ;
- une couche de graisse de Silicone « KS63G » (environ 50  $\mu m$  d'épaisseur) ;

– un disque de latex de 0,2 mm d'épaisseur sur chaque embase.

La préparation de l'échantillon comporte les étapes suivantes :

- mise en place de la manchette en latex ;

- mise en place du moule ;

- remplissage du moule par le matériau ;



- mise en place de l'embase supérieure ;

– application d'un vide (– 20 kPa) ;

- mise en place de la cellule ;

application d'un confinement (+ 20 kPa).

#### 3.4

3.5

## Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan (1973). L'échantillon est balayé par du gaz carbonique pendant vingt minutes, ensuite on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée jusqu'à recueillir un volume d'eau supérieur à une fois et demi le volume de l'échantillon.

## Consolidation de l'échantillon

Afin de consolider l'échantillon, on applique parallèlement une montée en pression dans la cellule ( $\sigma_3$ ) et à l'intérieur de l'échantillon une contre-pression (U). L'application d'une contre-pression améliore la qualité de la saturation en comprimant les microbulles du gaz interstitiel qui peuvent encore être présentes après la phase de saturation. A la fin de la consolidation, la qualité de la saturation est évaluée par la mesure du coefficient de Skempton (B). Dans cette étude, les essais étaient poursuivis si le coefficient B était supérieur à 0,91 et la contre-pression valait 400 kPa.

## Répétabilité des essais

3.6

Dans le but de tester le bon fonctionnement du dispositif expérimental, on a réalisé deux essais non drainés monotones sur le sable de Chlef, à une pression de confinement effective de 100 kPa et à un indice de densité  $I_d = 0,80$  et avec un coefficient de Skempton B = 0,88. Les résultats sont présentés sur la figure 5. On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

## 4

## Résultats des essais réalisés

## 4.1

## Effet du confinement

## 4.1.1

#### Pluviation à sec

Une série d'essais triaxiaux de compression non drainés a été réalisée sur des échantillons de densité relative 29, 50 et 80 % à des pressions effectives de confinement initiales de 50, 100 et 200 kPa. Les résultats des essais exprimés dans les plans ( $q, \varepsilon_1$ ), ( $\Delta u, \varepsilon_1$ ) et (q, p') mettent en évidence que le confinement affecte d'une manière considérable la résistance à la liquéfaction du sable.

L'essai avec une densité initiale de 29 % (état lâche) cisaillé sous une pression de confinement effective  $\sigma_c' = 50$  kPa montre une résistance plus faible que ceux cisaillés sous des pressions de confinement effectives de 100 et 200 kPa. Sa résistance augmente au début du chargement jusqu'à une valeur de 20 kPa correspondant à une déformation axiale de 0,5 %, puis elle diminue jusqu'à une déformation axiale de 5 % pour se stabiliser passant par un état presque stable ( $q_{er} = 15 \text{ kPa}$ ); l'échantillon mobilise un effort résiduel augmentant la résistance de l'échantillon à l'état stable. Le chemin de contraintes (p'-q) présente une diminution de la contrainte effective moyenne jusqu'à une valeur de 20 kPa caractérisant la phase de contractance, puis une migration vers des valeurs supérieures caractérisant un état dilatant. Les mêmes tendances sont observées pour les échantillons cisaillés sous les contraintes de confinement de 100 et 200 kPa (Fig. 6.1), avec pour le déviateur de contraintes des pics respectifs de 40 et 80 kPa.



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 126-127 1ª et 2º trimestres 2009





 de 25 à 40 kPa pour une pression de confinement effective de 50 kPa ;

 de 45 kPa à 60 kPa pour une pression de confinement effective de 100 kPa ;

- de 90 kPa à 115 kPa pour une pression de confine-



ment effective de 200 kPa, et en mobilisant un grand effort résiduel.

Les courbes de variation de la pression interstitielle présentent deux phases : la première montre un taux initial de génération très élevé, rendant compte du caractère fortement contractant du sable de Chlef ; dans la deuxième phase, ce taux diminue progressivement avec la déformation axiale, indiquant le caractère dilatant du matériau.





A l'inverse des échantillons réalisés par la première méthode, les résultats représentés sur les figures 7.1, 7.2 et 7.3 montrent une tendance à l'instabilité et la liquéfaction statique observée pour les échantillons avec une pression de confinement effective P'c = 50 et 100 kPa. Les courbes de cisaillement (q,  $\varepsilon_1$ ) sont caractérisées par des pics de résistance au cisaillement (pics de déviateur) de faible niveau, inférieurs à 20, 50 et

## **Placement humide**

Une série d'essais non drainés a été réalisée en utilisant la méthode de placement humide pour la mise en place des échantillons avec des densités relatives initiales de 29, 50 et 80 % pour des contraintes de confinement initial de 50, 100 et 200 kPa.







stabilisation progressive autour d'une valeur ultime stationnaire très faible pour les autres pressions de confinement effectives. Ce comportement rend compte de l'état très contractant du sable. Sur le plan (q, p'), on constate une décroissance continue de la contrainte moyenne effective p' et le déplacement de l'état des


contraintes vers l'origine des axes pour les pressions de confinement effectives 50 et 100 kPa, et une légère phase de durcissement pour la pression de confinement effective 200 kPa ( $I_d = 0,50$  et 0,80). L'évolution de la surpression interstitielle développée lors du cisaillement rend compte du caractère très contractant du sable de Chlef, avec un taux d'augmentation très élevé dés le début du cisaillement et une stabilisation progressive vers une valeur ultime.

## Synthèse des résultats

4.2

#### 4.2.1

#### Effet de la densité

La figure 8 montre l'évolution de la résistance au cisaillement monotone en fonction de la densité relative initiale du sable. On note que la résistance à la



liquéfaction, représentée par le déviateur à 20 % de déformation axiale, augmente sensiblement avec la densité du sol pour les deux méthodes de déposition des échantillons utilisées, avec une augmentation plus prononcée pour la méthode de pluviation à sec, où les valeurs du déviateur varient de 28 kPa, pour un sol lâche et une pression de confinement effective de 50 kPa, à 240 kPa pour un sol dense et une pression de confinement effective de 200 kPa. La même observation a été faite pour la méthode de placement humide où l'évolution du déviateur démarre à partir de la densité relative D<sub>r</sub> = 50 % jusqu'à la densité  $D_r = 80$  %. Pour les échantillons avec une densité relative initiale  $D_r = 29$  %, la liquéfaction statique a été observée suite à une chute brutale de la résistance au cisaillement.

### 4.2.2

#### Effet de la méthode de déposition

La figure 9 montre les résultats de la série d'essais triaxiaux non drainés menés sur des échantillons de





différentes densités avec les deux méthodes de déposition utilisées. Les résultats des essais montrent que la méthode de pluviation à sec donne des valeurs au pic de déviateur plus grandes que celles obtenues par placement humide.

Les figures 10a et 10b décrivent l'évolution de l'effort résiduel en fonction de la pression de confinement effective. On constate sur la figure 10a que l'effort résiduel des échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la pression de confinement effective et avec la densité relative initiale (Id). En revanche, pour les échantillons préparés avec la méthode de placement humide (Fig. 10b), on note que l'effort résiduel augmente avec l'augmentation de la pression de confinement effective de 100 à 200 kPa pour des indices de densité relative  $I_d = 0,50$  et 0,80. Pour la contrainte de confinement effective P' = 50 kPa et pour l'indice de densité relative  $I_d = 0,29$ , cet effort résiduel est nul même pour la contrainte de confinement effective 200 kPa.

Ces différences de comportement constatées entre les deux méthodes de déposition, peuvent s'expliquer par le fait que les échantillons préfabriqués par la méthode de pluviation à sec présentent un comportement dilatant et stable, tandis que ceux préparés par la méthode de placement humide sont plutôt contractants et instables. Cette instabilité peut provenir de la présence d'une certaine quantité d'eau qui permet d'avoir des échantillons foisonnés avec des macropores facilement compressibles et vulnérables à la liquéfaction. La figure 11 montre l'évolution de l'angle de frottement à l'initiative de l'instabilité en fonction de l'indice de densité initiale I<sub>d</sub>. On note que cet angle  $\varphi_{ins}$  augmente avec l'augmentation de l'indice de densité initial I<sub>d</sub>; et varie d'une manière linéaire avec l'indice de densité pour les deux méthodes de préparation (PS et PH).

Enfin, on a noté que nos résultats sont en parfaite concordance avec ceux donnés par Benahmed et al. (2004), Benahmed (2001) et Ishihara (1993) qui ont trouvé que les échantillons préparés par pluviation à sec présentaient une résistance à la liquéfaction plus élevée que ceux préparés par la méthode de placement humide. Zlatovic et Ishihara (1997), en changeant la méthode de préparation, ont observé que la résistance des échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec diminuait avec l'augmentation de la fraction des fines, tandis que les échantillons préparés par sédimentation présentaient une diminution de la résistance jusqu'à une teneur en fines de  $F_c = 30$  %, puis une nouvelle augmentation à partir de ce seuil. Mulilis et al. (1977) ont indiqué de leur côté que les échantillons préparés par damage humide conduisaient à une résistance plus élevée que ceux préparés par pluviation à sec.



# Conclusion

Cet article a présenté les résultats d'une étude en laboratoire concernant l'influence des méthodes de constitution des échantillons sur la caractérisation du comportement d'un sable de Chlef. L'étude a comporté des essais triaxiaux non drainés, réalisés à des indices de densité relative de 0,29, 0,50 et 0,80 pour des pressions de confinement effectives de 50, 100 et 200 kPa.

Les essais réalisés ont permis d'identifier deux structures granulaires bien différenciées, caractéristiques des modes de déposition : l'une stable et l'autre instable. La première méthode, appelée pluviation à sec (PS), donne des échantillons avec un comportement dilatant et stable. La seconde méthode, dénommée placement humide (PH), favorise la contractance donc l'instabilité des échantillons. La différence entre ces comportements peut être expliquée par le fait que la méthode de placement humide (PH), fournit des échantillons facilement compressibles et instables favorisant l'initiation à la liquéfaction.

## Bibliographie

- Al Mahmoud M. Étude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes. Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille, 1997.
- Benahmed N. Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 2001.
- Benahmed N., Canou J., Dupla J.-C. Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes rendus Mécanique* 332, 2004, p. 887-894.
- Canou J. Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1989.
- Colliat J.-L. Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes,

influence de la nature minéralogique du matériau étudié. Thèse de doctorat de spécialité, IMG, Grenoble, 1986.

- Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, vol. 43, n° 3, 1993, p. 351-415.
- Ladd R.S. Specimen preparation using undercompaction. *Geotechnical testing Journal*, vol.1 n° 1, 1978, p. 16-23.
- Lade P.V., Duncan J.M. Cubical triaxial tests on cohesionless soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 99, n° SM10, 1973, p. 793-812.
- Lee K.L. End restraint effect on undrained static triaxial strength of sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 104, n° GT6, 1978, p. 687-704.
- Mulilis J.P., Seed H.B., Chan C.K., Mitchell J.K., Arulanadan K. – Effects of sample preparation on sand liquefaction. Journal of Geotechnical Engineer-

ing Division, ASCE, vol. 103, GT2, 1977, p. 91-108.

- Robinet J.C., Mohkam M., Doanh D., Torrenti J.-M. – Amélioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons. 18<sup>e</sup> Colloque annuel du groupe français de rhéologie. Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris, 1983.
- Tatsuoka F., Molenkamp F., Torii T., Hino T. – Behavior of lubrication layers of platens in element tests. Soils and foundations, vol. 24, n° 1, 1984, p. 113-128.
- Vaid Y.P., Sivathayalan S., Stedman D. – Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 22, n° 3, 1999, p.187-195.
- Zlatovic S., Ishihara K. Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric. *Soils and Foundations*, vol. 37, n° 4, 1997, p. 47-56.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 126-127 1ª et 2º trimestres 2009

### Erratum

L'article intitulé « Discussion sur l'article paru dans la *RFG* n° 117 », publié dans le n° 124 de la revue (3<sup>e</sup> trimestre 2008) a été attribué par erreur à l'Union syndicale géotechnique.

Cet article a, en fait, été élaboré et rédigé par des membres du groupe de travail ayant participé à la rédaction initiale des « Recommandations sur les colonnes ballastées » (RFG n° 111, 2<sup>e</sup> trimestre 2005), par ordre alphabétique :

P. Aguado (Apave), P. Berthelot (Bureau Veritas), L. Carpinteiro (Socotec), M. Glandy (Solétanche-Bachy), S. Lambert (Keller France), B. Pezot (Ménard), Ch. Poilie (GTS), J.-P. Volcke (Franki Fondations).

Très prochainement une version 2 des « Recommandations sur les colonnes ballastées » sera publiée.

## **INSTRUCTIONS AUX AUTEURS**

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT LCPC 58 boulevard Lefebvre 75735 Paris CEDEX 15 Frédéric Pellet INSA-Université de Lyon Département de Génie civil et d'Urbanisme Laboratoire de Génie civil et d'Ingénierie environnementale Bât. Coulomb - 20, av. A. Einstein 69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE CNAM 2, rue Conté 75141 Paris CEDEX 3

**Un projet d'article** sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'*article* (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; Un projet de *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais,* les noms, prénoms, organismes, adresses, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais,* les résumés n'excédant pas *200 mots.* 

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en anglais.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin).\*

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en anglais.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les unités SI.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.,* 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;

 pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;

– pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. - *The pressurementer and foundation engineering*. Series on rok and soil mechanics, ol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M. Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama. *Revue française de géotechnique*, nº 87, 1999, p. 27-33.

\* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimés en noir et blanc : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.