Sommaire



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 98 1^{er} trimestre 2002

| Modèles physiques en géotechnique II – Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application | _ |
|--|----|
| J. GARNIER | 5 |
| | |
| Instabilité de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables | |
| J. CANOU, N. BENHAMED, JC DUPLA, V. DE GENNARO | 29 |
| | |
| Ancrages passifs verticaux et calcul à la rupture | |
| P. VEZOLE | 47 |
| | |
| Contribution à l'étude théorique du comportement des pieux sollicités horizontalement dans des sables. Paramètres caractéristiques d'interaction | |
| N. RADULESCU | 63 |
| | |
| Résumés de thèses | 79 |
| | |

CONSEIL DU COMITÉ DE LECTURE

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

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

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

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

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

REVUE FRANÇAISE DF GÉOTECHNIQUE

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

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

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

Revue trimestrielle

Abonnement 2002 (numéros 98 à 101) franco : 113,50 € Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens) La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger. Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau. Nº d'imprimeur : 57312. Dépôt légal : avril 2002

(©) 2002 Commission paritaire nº 60855 ISSN 0181-0529

ts et

resses de l'école nationale des chaussées

> Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

Éditorial

P. DELAGE F. HOMAND J.-P. TISOT

> L'année 2001 a permis d'observer concrètement les retombées positives des changements survenus dans l'organisation et le fonctionnement de la *Revue française de géotechnique*, décrits dans l'éditorial du n° 94 (1^{er} trimestre 2001). L'année 2001 a également permis de résorber presque entièrement les retards de publication et de revenir à un rythme régulier.

> Chacun des 28 articles et 3 notes techniques publiés en 2001 a été soumis à l'évaluation de deux relecteurs avant d'être accepté pour publication. La réponse enthousiaste à l'appel d'offres lancé sur le thème des « Mouvements de versants » a permis la réalisation, sous la responsabilité de Roger Cojean, d'un volume double (n^{os} 95-96, 15 articles et 2 notes techniques). Ce volume est riche de nombreuses informations sur un sujet clé qui se situe au croisement de la géologie de l'ingénieur, de la mécanique des sols et de la mécanique des roches. Cette année, l'appel à communications lancé sous la responsabilité d'Isam Shahrour sur le thème « Géotechnique, géologie et aménagements en site urbain » a également reçu un excellent accueil avec une trentaine de propositions actuellement en phase d'évaluation. L'année 2001 a également vu la publication des résumés de thèses récemment soutenues (pour la publication de nouveaux résumés, voir les instructions sur le site <geotechnique.org>). Signalons également dans le n° 98 la parution de la première partie de la première « conférence Coulomb » prononcée par Jacques Garnier le 3 octobre 2001 à Paris.

Les réflexions sur le choix d'un thème transversal aux trois Comités pour le numéro spécial de l'année 2003 ont été entamées : toute suggestion est bienvenue (rfg@enpc.fr) ; elle sera discutée au sein du comité directeur qui arrêtera le choix définitif. Il est également prévu en 2003 d'ouvrir une section « Correspondance » où les lecteurs pourront s'exprimer sur un thème ou sur un problème susceptibles d'engager un débat.

La qualité scientifique des numéros publiés en 2001 doit beaucoup à l'important travail fourni par les relecteurs et les membres du comité de lecture. Qu'ils en soient ici remerciés. L'expérience montre que les remarques faites lors de l'évaluation permettent de compléter et d'améliorer significativement la qualité des manuscrits acceptés. En plus des 37 relecteurs du numéro « Mouvements de versants » (voir *RFG* 95-96), merci à R. Frank, J. Garnier, P. Habib, E. Leca, A. Pecker et M. Rat.

Par leurs contributions, les auteurs démontrent la vitalité et la qualité de la production francophone en géotechnique, géomécanique et géologie de l'ingénieur ; ils permettent ainsi d'alimenter l'indispensable documentation scientifique et technique francophone dans ces domaines. Qu'ils en soient également remerciés.

Comme « tout ce qui est commun est nôtre », c'est un plaisir de rappeler ici la tenue des Premières Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur JNGG 2002 à Nancy du 8 au 10 octobre 2002, sous la responsabilité de A. Pecker et du troisième auteur de ces lignes. Ces journées traiteront de « l'optimisation de l'insertion des ouvrages dans le sol et le sous-sol ».



Modélisation physique en géotechnique II - Validation de la méthode et exemples d'applications⁽¹⁾

J. GARNIER

LCPC Route de Bouaye, BP 4129 44341 Bouguenais Cedex

Résumé

Les domaines d'application des modèles physiques en géotechnique ne cessent de s'étendre apportant de nouvelles questions sur les règles de similitude et la représentativité des modèles. Les deux méthodes utilisées pour valider les essais sur modèles réduits centrifugés consistent, soit à comparer les résultats obtenus avec les données provenant d'ouvrages en vraie grandeur, soit à effectuer des études sur des familles de modèles (modelling of models). Ces approches ont par exemple été récemment mises en œuvre pour examiner les conditions de similitude dans les cisaillements d'interface (effet de la taille des grains), les écoulements en sols saturés, le battage des pieux, l'état de la frange capillaire, le comportement de fondations superficielles et profondes, la stabilité du front de taille d'un tunnel, la consolidation de sol lâche sous poids propre. Des règles sont proposées permettant de garantir une simulation satisfaisante du comportement des ouvrages en vraie grandeur. Quelques exemples d'application de la modélisation sont également présentés permettant d'illustrer les potentialités de la méthode.

Physical models in geotechnics II - Validation of the models and examples of application

Abstract

The major progress achieved in centrifuge modelling has not only opened new fields of application, but has also raised new similitude issues. Experimental validations remain essential and two methods may be used to calibrate the centrifuge models comparison of centrifuge tests results and data from true scale structures or modelling of models (when data from the prototype are not available). These two methods have been for example used to study the scaling conditions of shear interfaces (effect of the grain size), of water flows in saturated soils, of pile driving, of capillary phenomena, of bearing capacity of footings and piles, of tunnel face stability, of self-weight consolidation of very soft clay. Rules are proposed to guarantee that the centrifuge model will correctly simulate the behaviour of the true scale prototype. Some examples of model studies of both shallow and deep foundations are given to illustrate the potential of centrifuge modelling.

Key words : physical model, scaling law, scale effect, geotechnical centrifuge, footing, pile, suction caisson.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 98 1# trimestre 9009

(1) Cet article reproduit la seconde partie de la biennale Coulomb prononcée par l'auteur dans le cadre de la Conférence Caquot (Paris, CNIT La Défense, 3 octobre 2001).

Contributions à l'étude des conditions de similitude et à la validation de la modélisation physique en centrifugeuse

Comme nous l'avons montré dans la première partie de cet article (cf. n° 97), les techniques expérimentales ont beaucoup progressé ouvrant de nouveaux champs d'application mais amenant aussi de nouvelles questions de similitude. Nous avons conduit diverses études sur ce sujet dont les principaux résultats sont résumés ci-après.

1.1

1

Effet de taille dans les cisaillements d'interface

Le problème des interfaces se pose de façon particulièrement aiguë pour toutes les modélisations physiques (centrifugeuse, chambre d'étalonnage mais aussi essais de cisaillement en laboratoire et *in situ* avec mesure du frottement sol-inclusion) ou numériques (lois de contact, éléments d'interface).

Nous avons initié plusieurs programmes sur les effets d'échelle dans les cisaillements d'interface en coopération avec différents partenaires (Laboratoire 3S de Grenoble, École centrale de Nantes, INSA de Rennes et université de Bochum).

Diverses approches expérimentales ont été mises en œuvre (cisaillement d'interface à la boîte, traction sur des inclusions dans une cellule triaxiale modifiée, essais de torsion ou de traction sur des inclusions cylindriques en modèles centrifugés).

Lors d'un cisaillement d'interface, la contrainte τ est mobilisée progressivement en fonction du déplacement relatif selon une courbe type schématisée sur la figure 1.

Différentes variables dont la dimension est une longueur (et qui vont donc être affectées par la réduction de taille des modèles) interviennent dans ce cisaillement



 τ_p : résistance maximale au pic

u. : déplacement relatif au pic

Cette courbe de mobilisation du cisaillement dépend-elle de la taille des grains et des dimensions de l'inclusion ?

FIG. 1 Courbe type de cisaillement d'interface. Typical curve of interface shear stress mobilisation. d'interface et pourraient en particulier avoir un effet sur les caractéristiques τ_p et u_p de la réponse de l'interface :

– dimensions de l'inclusion ou de l'éprouvette (cas des essais de laboratoire) notée B ;

- taille des particules du sol notée d ;
- rugosité de l'interface notée R.

1.1.1

Effet de la rugosité d'interface R

Le cas de la rugosité est plus facile à traiter et nous avons confirmé, par des essais de cisaillement à la boîte et par des essais de traction sur des inclusions mises en place dans des massifs centrifugés, les résultats obtenus par exemple par Yoshimi et Kischida (1981), Kischida et Uesugi (1987), Paikowski *et al.* (1995) ou plus récemment par Dietz (2000).

La rugosité R de la surface en contact avec le sol peut être normalisée en R_n = R/d₅₀ et tous les essais montrent qu'il existe trois plages de rugosité. La figure 2 donne les valeurs de τ_p (normalisées) que nous avons obtenues respectivement lors d'essais à la boîte et lors d'essais de traction en centrifugeuse sur des inclusions verticales.



(a) Cisaillement à la boîte Modified shear box tests



Normalized roughness Rn

(b) Traction sur inclusions verticales Centrifuge pull-out tests on vertical inclusions

FIG. 2 Effet de la rugosité normalisée sur la résistance au cisaillement d'interface obtenu sur le sable de Fontainebleau et le sable d'Hostun (Garnier & König, 1998). Effect of normalised roughness on interface shear strength τ_p in Fontainebleau sand and in Hostun sand.



(R_a/D₅₀ : rugosité normalisée) Dietz tests (R_a/D₅₀ : normalised roughness)

FIG. 3Interfaces lisses – Évolution de la résistance au cisaillement à l'interface en fonction de la rugosité
normalisée R_n (ou R_a sur la figure 3b avec la notation de Dietz).
Smooth interfaces – Evolution of interface peak friction with normalised roughness.

Elle montre trois types d'interfaces :

a) Interface lisse. Pour les très faibles rugosités ($R_n < 0,01$) l'interface est lisse, la rupture se produit par glissement des grains sur l'inclusion, le coefficient de frottement est très inférieur au frottement interne du sable et la dilatance est nulle.

Des essais récents réalisés par Reddy *et al.* (2000) ou par Dietz (2000) dans la gamme $R_n = 0,0005$ à 0,005 sur différents sables et différents matériaux semblent montrer que le frottement maximum mobilisable à l'interface dépend alors peu de la rugosité (Fig. 3). Sur la figure 3a, les couples de points représentés par un même symbole correspondent à des essais sur le même sable au contact du même métal et seule la rugosité est différente.

b) Interface rugueuse. Au contraire, lorsque R_n dépasse 0,5 ou 1, l'interface est totalement rugueuse, le cisaillement se produit dans le sol car des grains sont alors assez petits pour être entraînés dans les aspérités de l'interface. La dilatance peut être forte si les caractéristiques du sol le permettent. Il est encore très intéressant de noter que lorsque l'interface est totalement rugueuse ($R_n > 1$), la rugosité n'a plus d'effet sur le frottement mobilisé, ce qui est logique puisque le cisaillement s'opère alors au sein du sol.

c) Interface de transition. Cette zone correspondrait à des rugosités normalisées R_n dans la plage 0,01 à 1. Elle montre une nette croissance du frottement d'interface avec la rugosité. Il est intéressant de noter que des résultats du même type ont été récemment obtenus lors de travaux conduits à l'Imperial College sur des argiles constituées de particules entre 0,001 et 1 mm et avec des rugosités d'interface de 0,005 à 7 microns (Lemos et Vaughan, 2000).

Dans la pratique, les interfaces prises en compte dans les modèles réduits sont soit lisses soit rugueuses. Il suffit donc, pour que la simulation soit correcte, que les rugosités normalisées R_n du modèle et du prototype soient dans la même plage. Le cas intermédiaire est beaucoup plus complexe et n'a jamais fait l'objet, à notre connaissance, d'étude approfondie.

1.1.2

Effet de la taille de l'inclusion sur la résistance au cisaillement $\tau_{\rm n}$

a) Interfaces totalement rugueuses $(R_n > 1)$

Pour simplifier le problème, toutes les études qui sont évoquées dans ce paragraphe ont été effectuées sur des interfaces très rugueuses ($R_n > 1$) de telle sorte que la rugosité n'ait plus d'effet.

Tous les essais réalisés sur modèles centrifugés (traction sur des plaques ou sur des tiges et essai en torsion de tiges verticales) montrent que si les grains sont suffisamment petits par rapport aux dimensions des inclusions, aucun effet de taille ne se manifeste. La figure 4a montre un exemple de résultats obtenus sur des plaques à différentes échelles de réduction (modelling of models).

Par contre, lorsque le rapport entre le diamètre B des inclusions et celui des grains descend au-dessous d'environ $B/d_{s_0} = 75$, la contrainte τ_p mobilisée ne reste pas constante (Fig. 4b). Elle croît lorsque le diamètre B diminue et le rapport d'amplification peut atteindre 3 pour les plus petites inclusions.

La figure 4b regroupe deux séries d'essais effectués sur la centrifugeuse du LCPC mais totalement indépendantes : ceux de Balachowski (1995) sur des inclusions cylindriques de 16 mm à 55 mm de diamètre dans du sable d'Hostun et ceux de Dano (1995) portant sur des inclusions de 4 mm à 36 mm de diamètre dans du sable de Fontainebleau.

Dans les résultats ci-dessus, le rapport B/d_{50} reste supérieur ou égale à 20. Les essais sur des inclusions de plus petit diamètre tel que $B/d_{50} \sim 10$ ont donné des résultats qui s'écartent nettement des courbes précédentes. La résistance au cisaillement mobilisée est deux



 (a) Traction sur des plaques verticales simulant le même prototype

the same prototype



(b) Traction sur des inclusions cylindriques de différents diamètres B

Centrifuge pull-out tests on cylindrical rods of different diameters

FIG. 4 Interfaces rugueuses – Effet des dimensions de l'inclusion sur le frottement latéral mobilisé τ_p .

Rough interfaces – Effect of inclusion dimensions on peak friction τ_p (Garnier & König, 1998).

à trois fois plus faible et la mobilisation est beaucoup plus progressive. Pour des rapports B/d_{50} inférieurs à 10 ou 15, il semble que d'autres mécanismes entrent en jeu comme des effets de voûte autour de l'inclusion réduisant les contraintes normales qu'elle supporte et donc le frottement d'interface.

b) Interfaces totalement lisses $R_n < 0.01$

Le cas des interfaces lisses semble nettement plus favorable, ce qui ne serait pas très surprenant puisque le cisaillement se produit alors au contact entre le sol et l'inclusion, sans manifestation de dilatance importante. La taille relative des grains par rapport au diamètre de l'inclusion n'interviendrait donc pas.

Ce résultat a été récemment obtenu par Reddy *et al.* (2000) lors d'essais de traction d'inclusions cylindriques placées dans l'axe d'une éprouvette triaxiale (Fig. 5). Lorsque le rapport B/d_{50} décroît de 41 à 14, le frottement latéral mobilisé au pic ne varie que de 2 à 3 %.



l'inclusion sur le frottement latéral mobilisé τ_p d'après les données de Reddy *et al.* (2000). Smooth interfaces – Effect of inclusion dimensions on peak friction τ_p from Reddy *et al.* (2000) data.

1.1.3

Effet de la taille de l'inclusion sur le déplacement au pic u

Pour l'effet des dimensions de l'inclusion sur le déplacement au pic $u_{p'}$ la situation est moins claire que pour le cisaillement maximal. Les essais que nous avons réalisés tant sur les plaques que sur les cylindres en traction ou en rotation ne permettent pas de conclure :

– pour des cylindres en traction, de même longueur et testés sous une même accélération, le déplacement u_p croit légèrement avec leur diamètre B (Fig. 6a);

– pour des cylindres en torsion simulant le même prototype (modelling of models), le déplacement u_p semble pratiquement indépendant de l'accélération (et donc de l'échelle de réduction) comme le montre la figure 6b. Il n'y aurait pas dans ce cas d'effet de taille sur u_p du moins dans la gamme des modèles testés.

De nouvelles recherches sont donc nécessaires mais l'approche expérimentale de ce problème est cependant délicate car une partie plus ou moins grande du cisaillement maximum est mobilisé avant même le début de l'application de l'effort (de traction ou de torsion).

La mise sous contrainte de l'éprouvette (cas des essais en cellule triaxiale modifiée) ou du massif de sol (cas des essais en modèles centrifugés) induit en effet de légers déplacements relatifs sol-inclusion. Ces déplacements relatifs même très faibles peuvent être suffisants pour mobiliser des contraintes de cisaillement non négligeables à l'interface perturbant l'état initial avant application de la sollicitation (Garnier et König, 1998).



Battage de pieux

La vérification des lois de similitude en battage a été entreprise dans le cadre du programme national Macrogravité 92-93 (Sieffert et Levacher, 1995). Un batteur à vérin hydraulique fonctionnant sous accélération a d'abord été conçu puis utilisé pour battre une série de pieux modèles simulant tous le prototype suivant (pieu métallique fermé en pointe) :

Longueur du pieu 12,5 m Diamètre du pieu 0,5 m Masse du marteau 5 000 kg Hauteur de chute 1,00 m



(a) Traction sur des inclusions cylindriques de différents diamètres sous même accélération Centrifuge pull-out tests on cylindrical rods of different diameters under the same acceleration



(b) Torsion d'inclusions cylindriques simulant le même prototype à trois échelles différentes

Centrifuge torsion tests on cylindrical rods simulating the same prototype at different scales

FIG. 6 Effet de la taille de l'inclusion sur le déplacement au pic d'effort u_p. Effect of the inclusion size on displacement u_p at peak load (Garnier & König, 1998).

Les diamètres B des pieux modèles varient entre 8 et 16 mm et le sol est un sable de Fontainebleau sec à faible densité ($I_p = 36$ %). Les facteurs d'échelle théoriques sont rappelés dans le tableau I ci-dessous.

TABLEAU! Facteurs d'échelle théoriques du choc et du battage (modèle à l'échelle 1/n testé à ng). Theoretical scaling factors in pile-driving (1/n reduced scale model tested at ng).

| Grandeur | Facteur d'échelle |
|---|---|
| Vitesse (propagation des ondes, vitesse particulaire) Accélération Temps (durée du choc, durée d'un aller-retour) Impédance Contrainte Force Énergie Nombre de coups (pour un même enfoncement) | $v^* = 1$ $a^* = n$ $t^* = 1/n$ $Z^* = 1$ $\sigma^* = 1$ $F^* = 1/n^2$ $W^* = 1/n^3$ $N^* = 1$ |

Les pieux étant instrumentés de jauges, il est possible d'en déduire l'évolution des contraintes, des forces, des énergies transmises, des vitesses de propagation et de l'amortissement. Les facteurs d'échelle de ces différentes grandeurs ont ainsi pu être déterminés expérimentalement et comparés aux valeurs théoriques précédentes (tableau II).

À la fin du battage, le dispositif conçu pour ce programme permet d'effectuer le chargement vertical statique du pieu sans arrêt de la centrifugeuse. Les courbes de chargement force-déplacement en unités prototype et les capacités portantes observées sur tous les modèles se sont trouvées très concordantes, confirmant la validité de la modélisation (Sieffert et Levacher, 1995).

Les principales conclusions qui peuvent être tirées de ces études sont les suivantes :

 - il est possible de réaliser des essais de battage de pieux en modèles centrifugés, représentatifs des situations réelles;

TABLEAU II Comparaison des facteurs d'échelle de battage théoriques et expérimentaux. Comparison of theoretical and experimental scaling factors in pile-driving.

| Grandeur | Rapport entre facteurs d'échelle théoriques et expérimentaux | Commentaires |
|---|---|---|
| Durée du choc | 1 ± 0,12 | Sauf pieu B = 8 mm |
| Accélération maximale en tête Contrainte | 1 ± 0,002 | |
| maximale Force d'impact Amortissement ⁽¹⁾ Énergie transmise lors du choc | 1 ± 0,04 1 ± 0,02 - 1 W*/W* _{Exp} décroît de 1,22 à 1 lorsque B passe | Cf. figure 7a Cf. figure 7b Cf. figure 8a |
| Énergie transmise lors du battage entre 3,1 m et 5,9 m | de 8 à 16 mm W*/W* _{Esp} croît de 0,75 à 1 lorsque B passe de 8 à 16 mm | Cf. figure 8b |
| Nombre de coups pour passer la fiche de 3,1 m à 5,9 m | N*/N* _{Exp} croît de 0,66 à 1 lorsque B passe de 8 à 16 mm | |

(1) Les paramètres d'amortissement α et β sont déduits de la relation $\sigma_c/\sigma_c = \alpha \exp(-\beta k)$ où σ_c et σ_k sont les contraintes maximales mesurées en tête au choc et au kième aller-retour de l'onde.

 les facteurs d'échelle théoriques pour le choc sont vérifiés (force et contrainte, accélération, durée du choc) même avec des modèles de très petite taille (le mouton du pieu B = 8 mm ne pèse que 20,5 grammes);

– seuls les résultats relatifs à l'énergie transmise au pieu posent encore problème. Nous avons tracé sur la figure 8 l'évolution des énergies en fonction de l'accélération centrifuge n (modèles aux échelles 1/n). Ces évolutions sont très bien représentées par des fonctions puissances mais les exposants ne sont pas exactement égaux à la valeur théorique –3 (car W* = 1/n³). L'énergie transmise lors du choc (calculée en intégrant le produit F.v) varie en 1/n^{2,69} alors que celle transmise pour passer de la fiche de 3,1 m à celle de 5,9 m (calculée à partir du nombre de coups) varie en 1/n^{3,38}.



(a) Forces d'impact réduites à 1 g obtenue lors d'essais de battage à 1 g, 20 g et 30 g Impact forces reduced to 1 g (1 g, 20 g and 30 g tests)



(b) Amortissement observé à trois échelles de réduction (o, et o, sont les contraintes maximales mesurées en tête du choc et au kième aller-retour de l'onde) Damping $(\sigma_v / \sigma_o \text{ ratio } vs. \text{ time})$



Ces résultats un peu contradictoires concernant l'exposant donnent toutefois des valeurs centrées sur la valeur - 3. Les écarts par rapport à la valeur théorique pourraient donc provenir d'incertitudes dans les mesures (qui peuvent être amplifiées par le traitement des données brutes) ou de phénomènes parasites survenant lors des essais, en particulier pour les modèles les plus petits. De nouvelles expériences sont nécessaires pour conclure définitivement sur l'ensemble des facteurs d'échelle.

On peut en outre signaler que le centre de recherches d'Exxon a confié à nos collègues du CEA-CESTA au début des années 90 un important programme d'études sur le battage de pieux ouverts dans des sables denses. Un batteur très performant a été

conçu dans ce programme (Zelikson et al., 1994). Comme le plus souvent, les résultats de ces travaux n'ont pas, à notre connaissance, été diffusés par Exxon.

Écoulements souterrains en sol saturé

Les conditions de similitude régissant les écoulements souterrains ont fait l'objet de nombreuses études tant expérimentales que théoriques car plusieurs questions se posent concernant :

- · la valeur des facteurs d'échelle ;
- l'effet de l'accélération centrifuge sur la perméabilité ;





Energie transmise ors du choc (J) -2.69 v = 13305x0.6 0.3 0 30 40 50 60 70 Accélération centrifuge n



1.5

1.2

0.9

FIG. 8 Énergie de battage en fonction de l'accélération centrifuge. Pile-driving energy E vs. centrifuge acceleration n.

• les limites de validité de la loi de Darcy et la valeur de l'accélération centrifuge critique.

L'analyse dimensionnelle récemment publiée par Butterfield (2000) conduit comme on pouvait s'y attendre à la nécessité de changer soit le fluide interstitiel soit la taille des particules, pour obtenir une similitude totale (mêmes nombres de Froude et de Reynolds dans tous les régimes d'écoulement).

Cette contrainte incontournable dans certains cas (étude de la liquéfaction sous séisme par exemple) ne s'impose toutefois pas à tous les essais sur modèles. Dans la plupart des ouvrages géotechniques prototypes, du fait des relativement faibles gradients hydrauliques qui y règnent, les écoulements souterrains sont en effet de type laminaire régi par la loi de Darcy (faible nombre de Reynolds). Cette loi expérimentale approchée traduit une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement v (m/s) et le gradient hydraulique i, nombre sans dimension car rapport de la perte de charge hydraulique Δ h (exprimée en hauteur d'eau) à la longueur de l'écoulement :

$$v = ki \text{ ou } i = v/k$$
 (1)

Le coefficient k (m/s) ou perméabilité de Darcy est une fonction dépendant à la fois des propriétés du fluide utilisé et de celles du sol :

$$K = K\rho g/\eta = Kg/\mu$$
 (2)

Dans cette dernière relation, K (m²) est la perméabilité géométrique ou intrinsèque liée aux propriétés du sol, p est la masse volumique du fluide, η (kg/m/s) et μ (m²/s) sont les viscosités dynamique et cinématique ($\eta = \mu$.p) et g est l'accélération de la pesanteur.

Effet de l'accélération centrifuge sur la perméabilité

Lorsque les expériences sont réalisées sur modèles réduits en macrogravité avec le sol et le fluide du prototype, la question des facteurs d'échelle des différentes variables se pose. Si l'échelle des longueurs est notée $l^* = 1/n$, l'échelle des temps est t^{*} = $1/n^2$ (phénomène de diffusion) et celle des vitesses $v^* = l^*/t^* = n$. La vitesse apparente est, sans ambiguïté, multipliée par n sur le modèle réduit testé sous n g. La valeur des facteurs d'échelle i* et k* a par contre pendant quelque temps divisé la communauté, sans raison fondée comme nous l'avons récemment montré (Khalifa et al., 2000). Les deux propositions opposées étaient les suivantes : Formulation A. En suivant la formulation de Darcy, on peut considérer que le gradient hydraulique est un nombre sans dimension i = ∆h/l et la perméabilité s'exprime alors comme la vitesse en m/s. On a dans ces conditions $i_m = i_n d'où i^* = 1$ et donc $k^* = n$ (puisque k=i/v). La perméabilité k dans le modèle réduit varierait ainsi avec l'accélération centrifuge ;

• Formulation B. Si on exprime au contraire la charge hydraulique en terme de gradients de pression (Coussy, 1995), les gradients hydrauliques sont $i_p = \Delta_p/l_p$ et $i_m = \Delta P_m/l_m$. Les pressions étant les mêmes sur le modèle et le prototype, on obtient alors $i_m = N.i_p$ soit $i^* = n$ et donc $k^* = 1$. Le rapport k entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique i serait alors une caractéristique du milieu poreux indépendante de

l'accélération. Il est parfois appelé mobilité et s'exprime en m²/kPa/s.

En réalité, les deux formulations sont équivalentes mais l'énergie potentielle est exprimée dans la première comme une énergie par unité de poids et dans la seconde comme une énergie par unité de volume (Goforth *et al.*, 1991).

Pour étudier l'effet de l'accélération sur la perméabilité, nous avons conçu un perméamètre embarquable et effectué des essais d'écoulement sous différentes accélérations. En admettant la formulation de Darcy, les résultats reproduits sur la figure 9a montrent que la perméabilité k mesurée est assez bien proportionnelle à l'accélération centrifuge n, du moins dans la gamme des accélérations pratiquées. Il se peut que la légère diminution observée de k/n avec n résulte en réalité de l'apparition de forces d'inertie non négligeables due à l'augmentation de la vitesse d'écoulement. Les conditions des essais en macrogravité (perméamètre à charge variable) étaient en effet telles que la vitesse d'écoulement augmentait aussi avec l'accélération centrifuge (Fig. 9b).



(a) Rapport k/n en fonction de n k/n ratio vs. acceleration level n



(b) Rapport k/n en fonction de la vitesse v k/n ratio vs. flow rate v

| FIG. 9 | Effet de l'accélération centrifuge n perméabilité k. | sur | la |
|--------|--|-----|----|
| | Effect of centrifuge acceleration permeability k. | n | on |

D'autres expériences similaires ont été récemment réalisées par Singh et Gupta (2000) sur des sols dont la perméabilité varie entre 2 x 10^{-7} m/s et 10^{-5} m/s. Les auteurs ont comparé les perméabilités k_{ng} mesurées en centrifugeuse entre 50 g et 200 g avec celles qu'il ont obtenues en laboratoire (sous 1 g). Les rapports k_{ng}/k_{1g} = n^x ont permis de calculer l'exposant x du facteur d'échelle représenté sur la figure 10 en fonction de n.



On retiendra de l'ensemble de ces essais que la perméabilité intrinsèque $K = k\mu/g$ ne dépend pas de l'accélération, du moins dans la gamme des accélérations centrifuges étudiée, et garde bien la même valeur dans le modèle et dans le prototype si les mêmes sols et les mêmes fluides y sont utilisés.

1.3.2

Limite de validité de la loi de Darcy et accélération critique

La question de la validité de la loi de Darcy peut par contre être un autre problème pour les modèles centrifugés où les vitesses sont considérablement amplifiées par rapport à celles des prototypes. Il convient de s'assurer que cet accroissement des vitesses ne s'accompagne pas d'un changement des caractéristiques des écoulements et, en particulier, d'une sortie du domaine de validité de la loi de Darcy par apparition de forces d'inertie (Goodings, 1994).

Un programme de recherche a été entrepris sur ce sujet en coopération avec le LGCNSN (Laboratoire de génie civil de Nantes-Saint-Nazaire) où un dispositif d'essais a été spécialement réalisé permettant de générer dans une colonne de sol des écoulements intenses en conditions contrôlées de pression, de débit et de température (Wahyudi, 1998).

Les résultats obtenus sur les cinq sables utilisés au LCPC dans les modèles centrifugés sont reproduits sur la figure 11 qui montre la relation entre i/v et v. La loi de Darcy correspondrait à une valeur constante du rapport i/v et son domaine de validité se trouve donc très limité. Sur la gamme des vitesses d'écoulements testées, la loi de Forcheimer (1901) rend par contre beaucoup mieux compte des résultats expérimentaux obtenus. Elle se traduit sur la figure 11 par des droites d'équation :

$$i/v = av + b$$
 (3)



Results of high-velocity flow tests performed on five sands used in centrifuge models.

Une autre présentation permet de mieux mettre en évidence le domaine de validité de la loi de Darcy (Goodings, 1994). Elle consiste à étudier la relation entre le nombre de Reynolds R_e = pvd/µ et le facteur de frottement F_f = igd/v² (où d est une dimension caractéristique de l'écoulement ou du milieu poreux). La loi de Darcy correspond alors au domaine F_f = α/R_e (partie linéaire de la relation entre logR F_f et logR_e).

Il existe cependant plusieurs expressions différentes des nombres sans dimensions R_e et F_f suivant que l'on prend en compte la vitesse macroscopique ou microscopique, la dimension des particules ou celle des pores, le diamètre moyen d₅₀ ou un diamètre équivalent d_{eq'} la tortuosité τ du milieu poreux ou non.

Nous avons montré qu'en introduisant dans R_e et F_f les caractéristiques des pores au lieu de celles des particules, selon le modèle développé par Comiti et Renaud (1989), les résultats de la figure 11 se réduisaient à une courbe unique pour les cinq sables testés (Fig. 12). Le nombre de Reynolds de pore Report et le facteur de frottement de pore Ff_{pore} prennent ici les valeurs suivantes :

$$\operatorname{Re}_{\operatorname{pore}} = \frac{2 \rho \tau v d_{eq}}{3 \mu \left(1 - n_{s}\right)} \qquad \text{et} \quad \operatorname{Ff}_{\operatorname{pore}} = \frac{i g n^{3} d_{eq}}{3 v^{2} \tau^{3} \left(1 - n_{s}\right)} \tag{4}$$

où n $_{s}$ est la porosité du sol et d $_{eq}$ le diamètre équivalent des grains du sable.

La figure 12 confirme que la sortie du domaine de Darcy est très progressive. Il est donc nécessaire de choisir un écart maximum admissible si l'on souhaite définir une limite de validité à cette loi. En admettant par exemple que le gradient hydraulique maximum dans le prototype est i_p = 1, les accélérations centrifuges maximales (et donc les échelles de réduction minimales) qu'il ne faut pas dépasser sont données dans le tableau III pour deux valeurs d'écarts admissibles avec la loi de Darcy.



Zone capillaire et sols non saturés

L'une des raisons pour lesquelles les sols non saturés sont peu souvent mis en œuvre dans les essais sur modèles centrifugés réside dans les incertitudes qui règnent sur la distribution des teneurs en eau et des succions dans les massifs soumis à macrogravité.

Nous avons engagé un important programme de recherches sur cette question au sein du réseau européen NECER (Network of European Centrifuges for Environmental Geotechnics Research) en associant des approches théoriques et des essais en centrifugeuse. Les principaux résultats obtenus ont été présentés dans plusieurs articles publiés en 2000 (International Symposium on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics, Garnier *et al.*, 2000) et nous en résumons ci-après les données essentielles.

TABLEAU IIIAccélération centrifuge maximale admissible permettant de modéliser un écoulement prototype de
gradient i_p < 1 en fonction de l'écart toléré par rapport à la loi de Darcy.</th>

Maximum centrifuge acceleration to be applied to the model for simulating a prototype flow with a hydraulic gradient $i_p = 1$ (for two accepted errors with respect to Darcy's law).

| Sables | Fontainebleau | Labenne | Hostun | Le Rheu | Loire |
|---|---------------|---------|--------|---------|-------|
| Écart toléré par rapport à la loi de Darcy | | | | | |
| 5 % | 78 g | 36 g | 21 g | 12 g | 2 g |
| 10 % | 155 g | 72 g | 43 g | 23 g | 5 g |



FIG 12 Resultats de la figure 11 traduits en une relation entre le nombre de Reynolds de pores et le facteur de frottement de pores (Khalifa et al., 2000).
 Data from Figure 11 translated into a relationship between the pore Reynolds number Re_{pore} and the pore friction factor Ff_{pore}.

1.4.1

Hauteur et vitesse d'ascension capillaire

Le problème le plus simple est celui de la hauteur d'ascension capillaire H_c . La loi de Jurin donne pour une colonne de liquide cylindrique verticale la valeur suivante :

$$h_c = \frac{2T\cos\delta}{\rho gr}$$
(5)

où T est la tension superficielle (N/m), δ l'angle de contact du ménisque avec la paroi du tube, p la masse volumique du fluide et r le rayon du tube capillaire.

D'après cette loi, le facteur d'échelle sur h_c serait h_c^{*} = 1/n si le même sol et le même fluide sont utilisés dans le modèle à l'échelle 1/n et dans le prototype (car alors T^{*} = $\delta^* = \rho^* = r^* = 1$). La similitude sur la hauteur d'ascension capillaire serait donc respectée puisque l'épaisseur de la frange capillaire serait réduite dans le modèle d'un facteur n.

En ce qui concerne la vitesse d'ascension capillaire, les différentes formulations théoriques proposées ont été analysées et conduisent toutes à un facteur d'échelle théorique sur le temps de t* = $1/n^2$ et donc v* = n sur la vitesse (Rezzoug et al., 2000a). Indépendamment de ces travaux du réseau NECER, Lord (1999) a montré analytiquement que ces résultats sont encore valables pour des tubes capillaires inclinés ou horizontaux et pour des écoulements descendants.

Ces formulations théoriques supposent toutefois que les pores sont assez fins pour que les ménisques puissent être assimilés à des surfaces sphériques et on pourrait craindre que la macrogravité n'ait des effets (sur l'angle de contact ou la forme du ménisque, par exemple) non pris en compte dans les lois précédentes.

Il est donc difficile de se passer de vérifications expérimentales et des essais croisés ont été réalisés dans plusieurs laboratoires européens du réseau NECER. Ces expériences portent sur des colonnes de sol dans lesquelles des écoulements verticaux sont provoqués par saturation de sables secs ou par drainage de sables saturés. Les dispositifs d'essai sont du type de celui de l'université de Bochum présenté sur la figure 13.

Dans ces expériences, différents sables ont été testés (sable de Congleton, sable de Fontainebleau), à plusieurs densités et sous des accélérations allant de 1 g (essais en laboratoire) à 40 g. Un exemple de résultats est montré sur la figure 14 donnant l'épaisseur atteinte par la frange capillaire en fonction du temps (sable de Congleton, $\gamma_{\rm d} = 16,9 \text{ kN/m}^3$) en unités modèle et prototype.



FIG. 13 Dispositif type d'écoulement en colonne (Rezzoug et al., 2000b). Experimental column set-up for centrifuge tests on capillary rise.





(b) Unités prototype avec les facteurs d'échelle $h_c^* = n^{-1}$ et $t^* = n^{-2}$ Prototype units assuming scale factors $h_{,*}^* = n^{-1}$ and $t^* = n^{-2}$

(a) Unités modèle Model units

FIG 14 Essais d'ascension capillaire en modèles centrifugés (Rezzoug et al., 2000b). Capillary height vs. time in centrifuge model tests.

№ 98 1¤ trimestre 2002

D'autres essais ont confirmé que les lois de similitude déduites des études théoriques apparaissent ainsi assez bien vérifiées expérimentalement (Crançon *et al.*, 2000 ; Thorel *et al.*, 2000). Lorsque les sols et les fluides du prototype sont utilisés dans le modèle, les facteurs d'échelle pour l'ascension capillaire sont donc bien : Hauteur hc* = n^{-1} Vitesse v* = n Temps t* = n^{-2} (6)

Profils de teneurs en eau et de succion

L'étude de la frange capillaire a nécessité d'équiper les colonnes d'essais de sondes TDR (Time Domain Reflectometry) pour la mesure des teneurs en eau et de tensiomètres pour celle des succions (Fig. 15). Un exemple de résultats obtenus lors d'essais sur du sable des Landes de Gascogne sous des accélérations allant de 1 g à 20 g est montré sur les courbes de la figure 16 (Crançon *et al.*, 2000). Les points repérés par les symboles sur la figure 16 correspondent aux résultats des mesures de teneur en eau volumique θ . Les courbes en trait continu ont été calées sur les données expérimentales à l'aide de fonctions de Van Genuchten (Leong et Rahardjo, 1997).

Avec des moyens plus simples (mesure de la teneur en eau par prélèvement d'échantillons dans la colonne), Esposito (2000) obtenu les profils de la Figure 17a.

Des résultats expérimentaux obtenus récemment par d'autres auteurs hors du réseau NECER (Fig. 17b) semblent confirmer que les facteurs d'échelle sur profils de teneurs en eau dans un modèle centrifugés à ng sont :

Profondeur
$$z^* = n^{-1}$$
 Teneur en eau $w^* = 1$ (7)

Les travaux se poursuivent mais d'après les données actuelles sur les hauteurs et les vitesses d'ascension capillaire et sur les distributions de teneur en eau et de succion, il semble bien que la frange capillaire dans le modèle centrifugé soit la réplique fidèle de celle du prototype. Ces conclusions encore provisoires ne sont évidemment valables que si les sols sont les mêmes dans le modèle et le prototype.



Column tests equiped with TDR probes TRIMEIT for water content measurement.



Validations expérimentales de la modélisation physique

Le respect des conditions de similitude théoriques n'est pas toujours une condition suffisante pour garantir la validité des essais sur modèles en macrogravité car d'autres phénomènes peuvent introduire des biais dans cette approche expérimentale (effet de la taille des grains, caractéristiques des sols modèles, conditions aux limites, conflit sur les échelles de temps). Des validations expérimentales restent très souvent indispensables et deux méthodes sont employées (familles de modèles et comparaison modèle-prototype).

2.1

Familles de modèles

Lorsque la réponse du prototype simulé n'est pas connue, il faut recourir à la technique des familles de modèles (modelling of models). Cette méthode consiste à réaliser une série d'essais sur des modèles à différentes échelles de réduction et donc sous différentes accélérations. Lorsque la modélisation ne présente pas de biais tous ces modèles doivent donner les mêmes résultats en valeurs prototypes. Dans différents programmes, souvent conduits en coopération au niveau national ou européen, nous avons utilisé cette approche pour examiner la pertinence des modèles dans les cas suivants :



(a) Essais de Esposito (2000) Esposito (2000) tests (b) Essais de Knight et al. (2000) Knight et al. (2000) tests

 FIG. 17
 Profils de teneur en eau observés dans la frange capillaire sur des modèles à différentes échelles de réduction (unités prototype).

 Water content distribution vs. depth in the vadose zone observed on models at different scales (prototype units).

water content distribution vs. deput in the values zone observed on models at different scales (prototype

– essais au scissomètre dans les argiles (Corté *et al.,* 1991) ;

 – essais au pénétromètre statique dans les sables (Corté et al., 1991);

 – capacité portante des fondations superficielles (Corté et al., 1988; Portugal, 1999);

 chargement axial de pieux mis en place à 1 g (Levacher et al., 1992);

 chargement axial de pieux battus en cours de centrifugation (Sieffert et Levacher, 1995);

- chargement horizontal de pieux (Remaud, 1999) ;

- battage de pieux (cf. §1.2);

 traction sur des pieux ou des inclusions verticales (cf.§1.1.2);

– stabilité du front de taille de tunnels (Chambon & König, 1998) ;

 chargement de caissons à effet de succion (cf. §3.3);

écoulements souterrains en sol saturé (cf. § 1.3) ;

hauteur et vitesse d'ascension capillaire (cf. § 1.4.1);

 profils de teneur en eau et de succion en sol non saturé (cf. §1.4.2);

– migration de polluants non miscibles dans le sol (Garnier, 2002) ;

– sédimentation de vases sous poids propre (Marot, 1997).

Il n'est pas possible de présenter ici l'ensemble de ces études et quelques-unes ont été brièvement évoquées plus haut. Le lecteur pourra trouver des informations plus complètes sur ces travaux dans les publications citées en référence.

On retiendra de ces études expérimentales utilisant la méthode des familles de modèles les principaux enseignements suivants : • pour les problèmes de capacité portante (fondation superficielle, résistance de pointe des pieux, pénétromètre statique), la règle d'Ovesen (Ovesen, 1979 ; Fuglsang et Ovesen, 1988) se trouve confirmée par tous les essais réalisés. Selon cette règle purement empirique, les modèles ne sont pas l'objet d'effet d'échelle significatif si le rapport B_{modèle}/d₅₀ reste supérieur à 30 (soit une aire de contact sur environ 1 000 grains). Il semblerait même que l'on puisse descendre un peu en dessous de cette valeur limite avec des effets tolérables;

• pour la stabilité du front de taille d'un tunnel, les données actuellement disponibles situeraient plutôt la limite $B_{modèle}/d_{50}$ à environ 60 ;

• le cas où les interactions sol-structure sont essentiellement régies par des cisaillements d'interface semble toutefois différent. Il a fait l'objet de nombreuses études présentées au § 1.1 qui semblent montrer que le cisaillement maximum mobilisable ne serait pas affecté d'effet d'échelle significatif si le rapport B_{modèle}/d₅₀ reste supérieur à 75. Par contre, l'effet de ce rapport sur le déplacement relatif reste encore assez mal connu.

2.2

Comparaisons modèle-prototype

Cette méthode de validation est plus délicate que la précédente car elle nécessite d'une part de disposer d'observations et de mesures fiables faites sur un ouvrage en vraie grandeur et d'autre part de pouvoir reconstituer les sols modèles avec les mêmes propriétés que le massif réel simulé. Il est clair que de nombreux sites d'essais présentent des hétérogénéités spatiales telles qu'il serait illusoire d'espérer les modéliser correctement. Les biais observés entre modèle et prototype peuvent donc souvent provenir de différences entre les caractéristiques mécaniques du sol modèle et celles du massif réel.

Des sites relativement complexes ont cependant été simulés avec succès comme par exemple lors des études sur modèles centrifugés réalisées à l'ISMES pour le choix du système de confortement de la Tour de Pise (Pepe et Renzi, 1994).

Au LCPC, nous avons pu simuler sur modèles réduits centrifugés les ouvrages réels suivants :

– la consolidation sous poids propre des vases de dragages du site de La Rochelle (Balay *et al.* 1988) ;

 le chargement de fondations superficielles circulaires des sites de Châtenay-sur-Seine (Bagge *et al.*, 1989 ; Corté et Garnier, 1993) et de Labenne (Canépa *et al.*, 1988) ;

 le chargement latéral des deux pieux du site du Rheu (Bouafia, 1990);

– les essais de mise en place et de chargement de caissons à effet de succion du site de Lysaker (Morrison *et al.,* 1994).

Le dernier cas a été traité à la demande du centre de recherches d'Exxon. Dans le cadre d'un programme sur l'ancrage de la plate-forme Snorre en mer du Nord, Exxon et le NGI ont réalisé des essais sur le site de Lysaker près d'Oslo. Les caissons prototypes sont constitués de quatre cellules adjacentes de 914 mm de diamètre et de 820 mm de hauteur.

Nous avons simulé les essais de chargement statique et cyclique sur modèles à l'échelle 1/10 (Fig. 18). Deux types d'argile ont été utilisés : l'argile du site (Lysaker), dont 2 tonnes ont été acheminées du site au LCPC, et le kaolin (Speswhite). Le profil de cohésion non drainée du site est reproduit sur la figure 19 où il est comparé à ceux des massifs reconstitués.



FIG. 18 Vue d'un modèle au 1/10 simulant le caisson utilisé par le NGI sur le site de Lysaker.

View before placement of a 4-cells model caisson at a 1/10 scale.



FIG. 19 Profil de cohésion non drainée du site de Lysaker (fuseau grisé) et des différents modèles.

Undrained shear strength profiles of the Lysaker site and of the centrifuge models (Morrison *et al.*, 1994).



Experimental device used for placing and loading the caisson without stopping the centrifuge.

On note que les caractéristiques du premier massif reconstitué avec l'argile de Lysaker (modèle Lysaker 1) s'écartent très sensiblement du profil souhaité, malgré une étude préalable effectuée sur la consolidation de cette nouvelle argile.

Un dispositif spécial a été conçu pour permettre le fonçage des caissons puis leur chargement, sans arrêt de la centrifugeuse (Fig. 20). La prévision du comportement des caissons est de classe A puisque nous ne disposions d'aucun résultat du site lorsque les essais sur modèles ont été réalisés. La comparaison des résultats du site et des modèles a été effectuée et publiée par le centre de recherches d'Exxon (Morrison *et al.*, 1994). La figure 21 montre l'excellent accord entre les résultats du site et ceux des trois modèles dont les massifs d'argile avaient des caractéristiques mécaniques correctes.

La comparaison entre essais sur site et sur modèles reste un exercice délicat. Dans le cas des massifs sableux, l'absence de cohésion des sols actuellement reconstitués (sables secs ou saturés) peut conduire à des écarts significatifs entre modèles et prototypes, en particulier en début de chargement. Pour les argiles, si les techniques de reconstitution des massifs existent et sont bien maîtrisées (Garnier, 2002), une certaine expérience de l'argile utilisée est néanmoins nécessaire.

Le problème de la représentativité des modèles ne sera jamais définitivement réglé puisque des simulations de nouveaux ouvrages sont sans cesse tentées. Il serait d'ailleurs très utile de regrouper dans une même base toutes les données relatives à la validation de la modélisation par centrifugation.



obtenues par le NGI sur le site de Lysaker et celles des modèles centrifugés (Morrison et al., 1994). Comparison between the site and centrifuge model caisson loading tests.



Exemples d'application de la modélisation aux fondations

Dans les années 80, les expériences sur modèles réduits centrifugés étaient encore considérées par la communauté scientifique nationale comme une curiosité. Une bonne dizaine d'années d'efforts aura été nécessaire pour démontrer et faire admettre leur intérêt qui devient pourtant évident lorsque les autres approches ont atteint leurs limites.

Les études paramétriques requièrent en effet un grand nombre d'essais et sont donc à peu près impossibles à réaliser sur des ouvrages en grandeur réelle. Les modèles numériques présentent parfois les mêmes limites liées à la durée et au coût d'étude lorsque le problème est tridimensionnel ou lorsque les lois de chargement sont complexes (chargement cyclique, par exemple). En outre, la question du choix des modèles rhéologiques et de la détermination des valeurs des paramètres qui interviennent constitue une difficulté supplémentaire. La solution optimale réside en fait dans le couplage des différentes approches qui a parfois pu être opéré dans les études présentées ci-après et devrait être systématiquement recherché.

La figure 22 donne la répartition par type d'ouvrage des études effectuées sur la centrifugeuse du LCPC depuis 1986.

Un panorama des principaux thèmes traités est présenté par ailleurs (Garnier *et al.*, 2001) et nous avons choisi, pour illustrer les potentialités de la méthode, de décrire succinctement quelques études représentatives portant sur le comportement de fondations d'ouvrages en site terrestre, maritime ou offshore.



Fondations profondes sous charges latérales

Les méthodes actuellement les plus utilisées pour prévoir la réponse de pieux sous charges latérales sont fondées sur les courbes de réaction p-y reliant, à une profondeur donnée, le déplacement horizontal relatif sol-pieu y à la réaction horizontale du sol p. Dans la pratique, les courbes de réaction p-y sont déduites des caractéristiques physiques ou mécaniques du terrain obtenues soit par des essais de laboratoire soit par des essais en place.



 FIG 22
 Répartition des essais sur modèles réduits par type d'ouvrage étudié.

 Distribution of LCPC centrifuge model studies by type of geotechnical problem studied.

D'importantes lacunes subsistent dans les méthodes de dimensionnement et plusieurs programmes successifs ont été consacrés à l'étude des charges limites (thèse Bouafia, 1990), des effets de la proximité d'un talus (thèse Mezazigh, 1995) et des effets de groupe (thèse Remaud, 1999).

La figure 23 montre l'un des dispositifs d'essai utilisé dans ces études. Une méthode a d'abord été développée au LCPC pour la détermination expérimentale des courbes p-y. Les moments de flexion dans les modèles se mesurent assez facilement à l'aide de jauges collées à l'intérieur ou à l'extérieur des pieux et des fonctions splines quintiques sont ajustées sur ces données (logiciel SLIVALICS-LCPC).



FIG. 23 Dispositif de chargement latéral de pieux. Model piles and device used in horizontal loading tests.

Les profils de déplacements y(z) sont ensuite obtenus par double intégration de la fonction M(z) et les réactions du sol p(z) par double dérivation. Cette opération est délicate puisque les données à extraire des mesures sont les courbures de M(z).

Les courbes p-y expérimentales dont un exemple est donné sur la figure 24 doivent donc être d'abord validées en les réintroduisant dans le logiciel PILATE-LCPC



et en calculant la réponse du pieu. Les moments et les déplacements ainsi calculés sont ensuite comparés aux valeurs directement mesurées lors de l'essai (Fig. 25).

Avec cette méthode, il est ainsi possible d'obtenir et de valider des courbes p-y expérimentales puis d'étudier l'effet de différents paramètres sur ces courbes p-y (caractéristiques du sol, présence d'un talus, effet de groupe, chargement cyclique...).

Dans les sols frottants utilisés, les courbes p-y évoluent rapidement avec la profondeur et on observe une augmentation de la résistance du sol jusqu'à une profondeur d'environ 4B qui pourrait correspondre à la profondeur critique. On note aussi que le déplacement y et la réaction p changent en même temps de signe indiquant que le point de rotation du pieu est atteint (à la profondeur z = 7B sur l'exemple de la figure 24).

Dans ces sols sableux, les courbes p-y expérimentales sont fortement non linéaires (Fig. 25) et nous avons montré que le meilleur lissage est obtenu avec des fonctions puissance :

$$p.B = \alpha(I_D).\frac{Z}{B}.\left(\frac{y}{B}\right)^{0.7}$$
(8)





REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 98 1e trimestre 2009





(a) Coefficient d'amplification du déplacement de la tête du pieu





FIG. 26 Effet de la distance relative t/B à la crête d'un talus sur la résistance latérale d'un pieu. Effect of the relative distance t/B to the slope on laterally loaded piles (Garnier *et al.,* 2000).

Une première application de la méthode exposée cidessus concerne le cas d'un pieu voisin d'un talus. Près de 60 essais ont été effectués sur des pieux correspondant à un prototype flexible (module de rigidité $EI = 514 \text{ MN.m}^2$ et $D/I_0 > 4,3$), de 12 m de fiche et 0,72 m de diamètre mis en place dans des massifs de sable de Fontainebleau (Mezazigh, 1995). Les paramètres étudiés sont la distance t entre le pieu et la crête du talus (t/B de 0 à 12), la pente du talus (tan $\beta = 1/2$ et 3/2) et la compacité du sol ($I_D = 58 \%$ et 81 %).

L'effet de la proximité du talus se traduit par un accroissement des déplacements de la tête du pieu (Fig. 26a) et du moment de flexion maximum (Fig. 26b).

Les courbes p-y sont elles aussi largement affectées par la proximité d'un talus si la distance est inférieure à environ 6B (figure 27 présentant des courbes p-y relatives à la même profondeur z = 1,7B). Sur cette figure, les courbes p-y de pieux situés à des distances au talus t/B = 6, 8, 10 et 12 sont très proches de celle du pieu de référence (notée Pieu Ref1) signifiant qu'à ces distances, le talus n'a plus d'influence.

Dans la pratique, les règles de dimensionnement des fondations proposent des méthodes pour la détermination des courbes p-y du pieu de référence en sol horizontal. Le programme d'essais sur modèles a permis d'obtenir un coefficient de réduction I_p à appliquer aux pressions des courbes p-y de référence pour prendre en compte la présence d'un talus. Ce coefficient I_p peut être calculé par (Garnier *et al.*, 2000c) :

$$I_p = \frac{17 - 15\tan\beta}{100} \frac{t}{B} + \frac{1 - \tan\beta}{2} \qquad \text{pour } t < t_{\text{lim}} \text{ (9a)}$$
$$I_p = 1 \qquad \text{pour } t > t_{\text{lim}} \text{ (9b)}$$
$$\text{vec } t_r = 4B(6 \tan\beta - 1) \qquad (10)$$

Dans ces formules, t est la distance entre le pieux et la crête de talus, β est l'angle du talus, B le diamètre du pieu et t_{lim} la distance au-delà de laquelle le talus n'a plus d'effet sur la réponse du pieu.

Des travaux de même nature se poursuivent sur l'effet de groupe (Remaud, 1999) et plus d'une centaine d'essais de chargement latéral a été effectuée sur des pieux isolés servant de référence, sur des groupes de 2 ou 3 pieux disposés en rangées ou en lignes et sur un groupe de 9 pieux (Fig. 28).





(a) Couple de pieux en ligne et instrumentation Couples of piles and instrumentation dp1 m Pešon dp3 det dp5 dp3 det dp5 dp3

(b) Groupe de 9 pieux espacés de 3 diamètres Group of 9 piles at a spacing of 3 diameters

FIG. 28 Modèles de groupes de pieux sous charge latérale. Lateral loading of pile groups.

L'étude a permis de quantifier l'effet de groupe sur le déplacement en tête, sur les moments, sur l'efficacité du groupe et, bien entendu, sur les courbes p-y. La figure 29 montre les courbes de réactions à la profondeur z = 1,8B pour des couples à différents entre-axes s/B. Les pieux situés à l'arrière sont nettement plus affectés et l'effet est évidemment d'autant plus fort que la distance entre pieux diminue.

Le problème est toutefois complexe puisque, comme on pouvait s'y attendre, les essais ont montré que l'effet de groupe est en réalité la superposition de deux phénomènes :

un effet géométrique ou mécanique résultant des interactions pieu-sol-pieu, d'autant plus prononcé que les pieux sont rapprochés. Il réduit toujours la résistance du groupe et est présent quelque soit le mode de mise en place des pieux (avec ou sans refoulement);
un effet lié à l'évolution de l'état et des caractéristiques mécaniques du massif pouvant être généré par la mise en place des pieux dans le sol. Cet effet n'existe que pour les pieux refoulant le sol mais il peut parfois être positif et améliorer le comportement du groupe (par densification du sol et/ou accroissement des contraintes horizontales, par exemple).

Au stade actuel, les données disponibles pour les groupes de 3 pieux en ligne sont reproduites sur la figure 30. Les coefficients P_m à appliquer aux réactions p du pieu isolé diffèrent selon que les pieux sont mis en place sans refoulement ou avec refoulement. Dans le premier cas, seul l'effet de groupe négatif se manifeste conduisant aux valeurs de P_m les plus faibles. Lorsque les pieux sont mis en place avec refoulement, la seconde composante de l'effet de groupe apparaît conduisant à des valeurs des coefficients P_m supérieures.

Il est très probable que l'intensité de cet effet positif dépende des caractéristiques initiales du massif et en particulier de sa densité relative. On peut même imaginer que cette seconde composante puisse dans certains cas extrêmes se révéler négative (sols sensibles ou au contraire sols très denses). De nouvelles recherches sont programmées pour préciser ces questions lors desquelles le robot sera utilisé pour mettre en place les pieux sous accélération.





l'effet de groupe dans le cas de groupes de 3 pieux mis en place avec et sans refoulement du sol (Remaud, 1999). P_m coefficients to be applied to single-pile p-y

curves to account for the two components of group effects.

3.2

Fondations du pont de Rion-Antirion

Cet ouvrage exceptionnel sur bien des plans est en cours de construction dans le golfe de Corinthe à proximité de la ville de Patras. Il fait appel à des solutions très innovantes tant pour les superstructures que pour les fondations (Teyssandier *et al.*, 2000 ; Combault, 2000; Pecker, 2000). Le site est exceptionnel du point de vue des fondations pour les raisons suivantes :

– profondeur de mer de 60 à 65 m ;

très grande épaisseur de sols médiocres (plus de 500 m);

– très forte séismicité (intensité 6,5 sur l'échelle de Richter, accélération de 0,48 g au niveau du sol, existence d'une faille avec des déplacements possibles des appuis de 2 m, tant horizontalement que verticalement).

Les fondations des quatre appuis conçues par Géodynamique et Structure (GDS) et Dumez-GTM sont des massifs circulaires de 90 m de diamètre qui supportent les pylônes de forme tronconique (Fig. 31). La hauteur totale des pylônes atteint 220 m et le poids d'une pile 800 MN. Durant le séisme, la fondation doit supporter une force horizontale de 600 MN et un moment de renversement de 20 000 MN.m. Le sol est d'abord renforcé sous chaque appui par environ 250 tubes métalliques de 2 m de diamètre et 20 à 30 m de fiche. Une couche de matériau de ballast de plusieurs mètres d'épaisseur est ensuite interposée entre la tête des inclusions et la sous-face du radier en béton (Fig. 31a). Cette couche répartira les charges sur le sol renforcé, préviendra les phénomènes de succion survenant sous l'effet des moments de renversement et servira de fusible en cas de très fortes sollicitations sismiques.

Des essais sur modèles centrifugés ont été réalisés pour aider à la conception et à la justification de ce système de fondations (Garnier et Pecker, 1999). Ces modèles testés sous 100 g sont à l'échelle 1/100 et simulent un prototype de 30 m de diamètre. L'argile utilisée est celle du site (4 tonnes prélevées sur place et acheminées à Nantes) et les massifs sont reconstitués avec un profil de cohésion non drainé croissant d'environ 4 kPa/m avec la profondeur. Le sol de fondation est ensuite renforcé par les inclusions verticales dont certaines sont instrumentées de jauges pour le suivi des efforts qui s'y développent (Fig. 32a).

Lors des essais de chargement, l'effort vertical est maintenu constant simulant le poids propre de la pile et des cycles sont exercés selon la figure 33 couplant un effort horizontal T et un moment de renversement M d'amplitudes croissantes. Tous les essais se terminent par un chargement monotone horizontal jusqu'à rupture.

La figure 34a montre à titre d'exemple le déplacement horizontal de la fondation en fonction de l'effort T lors des cycles de séquence 2 et la figure 34b les surpressions interstitielles générées dans le sol lors des cycles de séquence 4. Les boucles d'hystérésis se stabilisent en quelques cycles, même sous des charges atteignant 75 % de la résistance limite.



(a) Principe de fondation des piles Principle of the pier foundation

FIG. 31 Fondations du pont de Rion-Antirion. Rion-Antirion Bridge foundations.



(b) Construction des piles en cale sèche Construction of the concrete footing in the wet dock



(a) Renforcement du massif argileux par inclusions Reinforcement of the clay bed with stiff vertical pipes



(b) Fondation et dispositif de chargement après essai Model foundation and loading device after a centrifuge test

FIG. 32 Vues du modèle réduit de fondation du pont de Rion. Views of the centrifuge model of the Rion bridge foundation.



(a) Cycles couplant effort horizontal T et moment de renversement M

Loading cycles coupling the horizontal shear force ${\rm T}$ and the overturning moment ${\rm M}$

| Test | Test 1 | Test 2 | Test 3 |
|----------|-------------|---------------|---------------|
| Sequence | | | |
| 1 | 10 cycles | 10 cycles | 10 cycles |
| | T=+/-6.5 MN | T=+/-5 MN | T=+/-15 MN |
| 2 | 10 cycles | 10 cycles | 10 cycles |
| | T=+/- 14 MN | T=+/-15 MN | T=+/-15 MN et |
| | | | M=+/-70 MN.m |
| 3 | 10 cycles | 10 cycles | 10 cycles |
| | T=+/- 35 MN | T=+/-15 MN et | T=+/-35 MN |
| | | M=+/-70 MN.m | |
| 4 | Chargement | 10 cycles | 5 cycles |
| | monotone T | T=+/-35 MN et | T=+/-35 MN et |
| | à rupture | M=+/-170 MN.m | M=+/-170 MN.m |
| 5 | | Chargement | 5 cycles |
| | | monotone T à | T=+/-35 MN |
| | | rupture | |
| 6 | | | Chargement |
| | | | monotone T à |
| | | | runture |

(b) Contenu des séquences de chargement Loading sequences in Tests 1 to 3

FIG. 33 Programmes de chargement appliqués aux trois premiers modèles (unités prototype). Cyclic loading applied to the centrifuge models in the first 3 tests (prototype units).

Les inclusions participent de façon significative à la réponse du système de fondation, même sous les faibles charges. L'évolution des profils du moment de flexion dans une inclusion située à 13,8 m de l'axe dans la direction de l'effort horizontal est reproduite sur la figure 35a. Le moment maximum est situé à mi-profondeur et l'inclusion commence à plastifier sous des charges T d'environ 45 MN. Cette valeur correspond d'ailleurs à peu près à la résistance ultime de la fondation sous charge horizontale (Fig. 35b).

Les essais ont ainsi permis de déterminer les charges limites, d'étudier le comportement de la fondation sous différentes séquences de charges cycliques, de valider les modèles de dimensionnement par analyse limite et éléments finis et d'optimiser le renforcement par inclusions.

3.3

Caissons à effet de succion pour l'ancrage de plates-formes en mers profondes

Pour les raisons exposées en 1996 par Murff (centre de recherches d'Exxon) lors de la conférence OTC (Offshore Technology Conference), les modèles centrifugés sont largement utilisés dans le domaine offshore.

Le déplacement vers les mers profondes (plus de 2000 m d'eau) des sites pétroliers impose de trouver de nouvelles solutions pour l'ancrage des ouvrages offshore. Les caissons à effet de succion font l'objet de recherches incessantes du fait de leur coût d'installation réduit par rapport aux pieux battus sous de telles



 (a) Déplacement horizontal en fonction de l'effort (séquence 2)
 Horizontal displacement vs. shear force (load sequence 2)



(b) Surpressions interstitielles à 12,8 m de profondeur et à 10 m de l'axe de la fondation (séquence 4) Pore pressures at a depth of 12.8 m and a distance of 10 m from the foundation axis (load sequence 4)





(a) Évolution des profils de moment dans une inclusion Bending moment distribution in an inclusion



(b) Déplacement horizontal en fonction de l'effort Horizontal footing displacement vs. shear force T

FIG. 35 Chargement monotone jusqu'à la rupture (séquence 5 du Test 2). Monotonic loading to failure (loading sequence 5 in Test 2).

hauteurs d'eau, de leur capacité à reprendre des efforts inclinés et de la possibilité d'y placer un ballast additionnel augmentant leur fiabilité. Ces caissons ont été utilisés sur une vingtaine de sites depuis ces trois dernières années (Colliat, 1999).

Nous avons conduit depuis une douzaine d'années différents programmes d'études expérimentales pour Exxon, ExxonMobil, Bouygues Offshore, Géodia, Sage et Ifremer dont le dernier a débuté mi-2000 et se terminera fin 2002. Ces études comprennent parfois des clauses de confidentialité et nous ne présenterons qu'un exemple dont les résultats ont été déjà publiés en partie par Exxon (Clukey *et al.*, 1995 ; Murff, 1996). Il s'agit d'un important programme d'essais sur modèles au 1/100 de caissons prototypes mono et multicellulaires, de 30 m de hauteur et 15 m de diamètre (figures 36a et 36b). Les dispositifs d'essai développés permettent d'étudier à la fois la phase de mise en place du caisson dans le sol, avec génération d'une succion active et la phase de chargement, avec apparition d'une succion passive. Dans cette seconde phase d'essais, différents chargements en traction peuvent être appliqués au caisson (Fig. 37) :

- vertical statique et cyclique ;
- horizontal statique ;
- incliné statique et cyclique ;

– incliné statique et cyclique, avec variation cyclique de l'inclinaison de l'effort.



(a) Différents modèles testés Different suction caissons tested

(b) Caisson multicellulaire Muticell caisson

(c) Vue générale d'un modèle lors d'un essai sur caisson à succion (100 g) Overview of test set-up (100 g test)

FIG. 36 Modèles de caisson à effet de succion et dispositifs d'essai. Centrifuge models and devices for suction caisson placement and loading.



Le sol est reconstitué pour présenter une cohésion non drainée croissante avec la profondeur de quelques kPa en surface à 60 kPa à 40 m de profondeur et ses caractéristiques sont déterminées en cours de centrifugation à l'aide du pénétromètre et du scissomètre mobiles (Garnier, 2002). L'instrumentation du modèle permet de suivre les déplacements et rotation du caisson, le déplacement relatif du caisson et du sol intérieur, les efforts appliqués, les pressions interstitielles générées sous la tête et en différents points du sol autour et à l'intérieur du caisson.

Environ quarante essais ont été réalisés se terminant toujours par un chargement du caisson jusqu'à la rupture. Du fait des fortes succions qui se mobilisent alors sous la tête du caisson et dans le sol au voisinage de sa base, les modes de rupture sont de type capacité portante inverse (reverse bearing capacity) comme l'illustre la figure 38. Ils conduisent à des résistances exceptionnelles (plus de 100 MN dans le cas présent) pour des déplacements relativement réduits.

Les résultats ont été utilisés pour mettre au point une méthode de dimensionnement de ces ouvrages dont l'une des difficultés réside dans le caractère cyclique des charges auxquelles ils sont exposés. Le nombre et les caractéristiques des cycles (valeur moyenne Q et amplitude $\pm Q_{cvc}$) varient. La valeur moyenne et l'amplitude sont normalisées par la résistance statique ultime Que respectivement en Q/Que et $Q_{\rm cvc}/Q_{\rm us}$

Pour estimer le nombre de cycle conduisant à la rupture, un nombre de cycles équivalent aux cycles d'amplitudes différentes doit être déterminé. Il faut pour cela établir, d'après les données expérimentales, la relation entre le nombre de cycles conduisant à la rupture et Q_{cyc}/Q_{us} (Fig. 39).

Lorsque le nombre de cycles équivalent a été évalué pour tous les essais réalisés, il est possible de regrouper l'ensemble des données sur la figure 40 présentant le nombre de cycles aboutissant à la rupture en fonction des caractéristiques des cycles (amplitude relative Q_{cvc}/Q_{us} et valeur moyenne relative Q/Q_{us}). Les



FIG. 38 Vues de modèles de caisson en fin d'essai de traction inclinée. Suction caissons after centrifuge inclined pull-out loading tests to failure.





figures 39 et 40 permettent d'effectuer une analyse complète du comportement du caisson sous une succession de différentes séquences de cycles et de vérifier le dimensionnement pour tout spectre de tempête (Clukey *et al.*, 1995).

4 Conclusion

La pertinence des modèles centrifugés avait déjà été montrée pour les interactions sol-structure classiques (fondations superficielles et profondes, cavités souterraines et tunnels, renforcements de sol, ancrages). Des données nouvelles ont été obtenues sur d'autres problèmes de similitude permettent de mieux évaluer les conditions et les limites d'utilisation des modèles réduits. L'effet de la taille des particules dans les cisaillements d'interfaces, les écoulements en sols saturés, l'état de la frange capillaire, le transport de polluants ont ainsi été récemment étudiés. Certains aspects nécessitent des investigations complémentaires mais les travaux de validation ont montré qu'en respectant les règles proposées, le modèle réduit pouvait reproduire de façon satisfaisante les situations réelles dans ce type de problèmes.

Comme le montrent les quelques exemples d'application présentés, les modèles réduits sont aujourd'hui régulièrement utilisés pour aider à la conception et au dimensionnement d'ouvrages géotechniques. Ils sont souvent associés à d'autres méthodes et en particulier aux modèles numériques. Ce couplage se révèle toujours efficace mais sa mise en œuvre nécessite de lever certains obstacles liés au cloisonnement des disciplines et des équipes et au problème de la détermination des paramètres rhéologiques des sols dans les modèles réduits. Il serait souhaitable de constituer au niveau national ou européen un réseau permettant aux différents partenaires de coopérer au sein des mêmes programmes comme vient de le faire la communauté scientifique nord-américaine pour le génie parasismique avec le programme NEES (Network for Earthquake Engineering Simulation).

Des ouvrages géotechniques très divers peuvent ainsi être étudiés sur modèles réduits sous réserve que les conditions de similitude soient soigneusement examinées. Toutefois, les modèles, qu'ils soient numériques ou physiques, ne représenteront jamais un ouvrage complet sous tous les aspects de son comportement. Ils doivent être conçus pour répondre à des objectifs précis et limités et leur représentativité doit toujours avoir été démontrée.

- Bagge G., Fulgsang L., James R.G., Tan F., Corté J.F., Fargeix D., Garnier J. – « Surface footings on a sand with a capillary zone ». *Proceedings XII ICSMFE*, Rio, August, 2, 1989, p. 887-890.
- Balachowski L. (1995). Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux – Chambre d'étalonnage et centrifugeuse. Thèse de doctorat, univ. de Grenoble, 1998, 360 p.
- Balay J., Berdat R., Harfouche L. Étude en centrifugeuse de la consolidation sous poids propre de sols très lâches. Centrifuge 88, Paris, Corté (Éd.), Balkema, 193-202.
- Bouafia A. Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. Thèse de doctorat École centrale et université de Nantes, 1990, 267 p.
- Bouafia A., Garnier J. « Experimental study of p-y curves for piles in sand ». *Centrifuge 91*, Ko et al. (Ed.), Balkema, 1991, p. 261-268.
- Butterfield R. « Scale-modelling of fluid flow in geotechnical centrifuge ». Soils and Foundations, 40 (6), 2000, p. 39-45.
- Canépa Y., Garnier J., Amar S., Corté J.-F. « Confrontation d'essais de chargement de fondations superficielles réalisés en vraie grandeur et en centrifugeuse ». *Centrifuge 88*, Paris, Corté (Ed.), Balkema, 1988, p. 313-323.
- Chambon P., König D. « Stabilité du front de taille d'un tunnel : étude de l'effet d'échelle ». *Des géomatériaux aux ouvrages*, Petit *et al.* (Ed.), Hermes, 1998, p. 117-131.
- Clukey E.C., Morrison, M.J., Garnier J., Corté J.-F. – « The Response of Suction Caisson in Normaly Consolidated Clays to Cyclic TLP Loading Conditions ». Offshore Technology Conference, OTC 7796, Houston, 1995, p. 909-918.
- Colliat J.-F. « Caissons à succion pour l'ancrage de structures en mer profonde ». Revue française de géotechnique, 88, 1999, p. 11-19.
- Combault J. « Le pont de Rion-Antirion : conception et réalisation ». La sécurité des grands ouvrages, Presses ENPC, Delage et al. (ss la dir. de) 2000, p. 39-52.
- Comiti J., Renaud M. « A new model for determining mean structure parameters of fixed beds from pressure drop measurements: application to beds packed with parallelepipedal particles ». *Chemical Eng. Sci.*, 44, 1989, p. 1539-1545.
- Corté J.-F., Fargeix D., Garnier J., Bagge G., Fulgsang L., James R.G., Shi Q., Tan F. – « Centrifugal modelling of the behaviour of a shallow foundation : a cooperative test programme ». Centrifuge 88, Paris, Corté (Ed.), Balkema, 1988, p. 325-336.
- Corté J.-F., Garnier J., Cottineau L.M., Rault G. – « Determination of model soil properties in the centrifuge ». *Centrifuge 91*, Boulder, Colorado, Ko (Ed.), Balkema, 1991, p. 607-614.
- Corté J.-F., Garnier J. « La modélisation en centrifugeuse : un outil d'étude des fondations pour l'ingénieur ». Bull. des LPC, 183, janv.-fév. 1993, p. 49-58.
- Coussy O. Mechanics of porous continua. John Wiley & Sons, 1995.

- Crançon P., Guy C., Pili E., Dutheil S., Gaudet J.-P. – « Modeling of capillary rise and water retention in centrifuge tests using time domain reflectometry ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, Garnier *et al.* (ss la dir. de), 2000, p. 199-206.
- Dano C. Étude expérimentale des lois d'interface. Mémoire de fin d'études, INSA Rennes, LCPC, 1996, 166 p.
- Dietz M.S. Developing an holistic understanding of interface friction using sand within the direct shear apparatus. Degree of Doctor of Philosophy, University of Bristol, 2000, 282 p.
- Esposito G. « Centrifuge simulation of light hydrocarbon spill in partilly saturated Dutch dune sand ». *Bull. Eng. Geol. Env.* 58, 2000, p. 89-93.
- Forcheimer P. « Wasserbewegung durch Boden ». Forchtlft ver. D. Ing., 45, 1901, p.1782-1788.
- Fuglsang L.D., Ovesen N.K. « The application of the theory of modelling to centrifge studies ». *Centrifuge in Soil Mechanics*, Craig *et al.*, (Ed.), Balkema, 1988, p. 119-138.
- Garnier J., König D. « Scale effects in piles and nails loading tests in sand ». *Int. Conf. Centrifuge 98*, Tokyo, Kimura *et al.* (Ed.), Balkema, 1, 1998, p. 205-210.
- Garnier J., Pecker A. « Use of centrifuge tests for the validation of innovative concepts in foundation engineering ». 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotech. Eng., Lisbon, 1999, 7 p.
- Garnier J., Thorel L., Haza E. Proceed. Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics, La Baule, 15-17 May 2000, 400 p.
- Garnier J., Amar S., Mezazigh S., Maréchal O. – « New results for slope-foundation interactions ». GEOENG 2000, Melbourne (Award three best papers), 2000, paper 0784, 8 p.
- Garnier J., Thorel L., Rault G. « Les modèles réduits centrifugés : une aide pour la conception des ouvrages géotechniques ». 1^{re} Conf. intern. Albert Caquot, Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 2001, 9 p.
- Garnier J. « Modélisation physique I. Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application ». *Revue française de géotechnique*, n° 97, 2002.
- Goforth G.F., Townsend F.C., Bloomquist D. – « Saturated and unsaturated fluid flow in a centrifuge ». *Centrifuge 91*, Boulder, Ko (Ed.), Balkema, 1991, p. 497-502.
- Goodings D.J. « Implications of changes in seepage flow regimes for centrifuge models ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung *et al.* (Ed.), Balkema, 1994, p. 393-398.
- Khalifa A., Garnier J., Thomas P., Rault G. « Scaling laws of water flow in centrifuge models ». Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 207-216.
- Kishida H., Uesugi M. « Tests of the interface between sand and steel in simple shear apparatus ». Géotechnique 37, 1987, p. 45-52.

- Knight M.A., Cooke A.B., Mitchell R.J. (2000). « Scaling of the movement and fate of contaminant releases in the vadose zone by centrifuge modelling ». Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 233-242.
- Lemos L.J.L., Vaughan P.R. « Clay-Interface shear resistance ». Geotechnique 50 (1), 2000, p. 55-64.
- Leong E.C., Rahardjo H. « Review of soilwater characteristic curve equations ». Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, 123 (12), 1997, p. 1106-1117.
- Lord A.E. « Capillary flow in the geotechnical centrifuge ». Geotech. Testing Journal, ASTM, 22 (4), 1999, p. 292-300.
- Marot F. Caractérisation et traitement de sédiments de dragage contenant des polluants métalliques, Thèse de doctorat, université du Havre, 1997, 330 p.
- Mezazigh S. Étude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe. Thèse de doctorat, université de Nantes-École centrale de Nantes, 1995, 272 p.
- Morrison M.J., Clukey E.C., Garnier J. « Behavior of suction caissons under static uplift loading ». *Centrifuge 94*, Singapour, Leung *et al.* (Ed.), Balkema, 1994, p. 823-828.
- Murff J.D. « The geotechnical centrifuge in offshore ». Offshore Technology Conf., OTC 8265, 1996, p. 1-15.
- Ovesen N.K « The scaling law relationship ». Panel discussion, Proc. 7th ECSMFE, Brighton, 4, 1979, p. 319-323.
- Paikowski S.G., Player C.M., Connors P.J. – « A dual interface apparatus for testing unrestricted friction of soil along solid surfaces ». Geot. Test. J. 2, 1995, p. 168-193.
- Pecker A. « Pont de Rion-Antirion : fiabilité et conception parasismique des fondations ». La sécurité des grands ouvrages, Presses ENPC, Delage et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 21-38.
- Pepe M., Renzi R. « Modeling the stress history of Pisa clay ». *Centrifuge 94*, Leung *et al.* (Ed.), Balkema, 1994, p. 785-790.
- Portugal J. *Modelaçao física com centrifugadora*. Dissertaçao para obtençao do grau de Doutor en Engenharia Civil, LNEC, Universidade Tecnica de Lisboa, 1999, 274 p.
- Reddy E.S., Chapman D.N., Sastry V.V.R.N. « Direct shear interface test for shaft capacity of piles in sand ». *Geotechnical Testing Journal*, 23 (2), 2000, p. 199-205.
- Remaud D. Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1999, 328 p.
- Rezzoug A., König D., Triantafyllidis Th., Coumoulos H., Soga K. – « Numerical analysis of scaling laws for capillary rise ». Int. Symp. on Phys. Model. and Testing in Env. Geotechnics, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 225-232.
- Rezzoug A., König D., Triantafyllidis Th. « Scaling laws in centrifuge modelling for capillary rise in soils ». *Int. Symp. on*

Phys. Model. and Testing in Env. Geotechnics, NECER2000, La Baule, Garnier et al. (ss la dir. de.), 2000, p. 217-224.

- Sieffert J.-G., Levacher D. « Étude de l'effet d'échelle de pieux battus en cours de centrifugation ». Revue française de géotechnique, 10, 1995, p. 55-68.
- Singh D.N., Gupta A.K. « Modelling hydraulic conductivity in a small centrifuge ». Can. Geot. J., 37, 2000, p. 1150-1155.
- Teyssandier J.-P., Combault J., Pecker A.-« Rion-Antirion, le pont qui défie des séismes ». La Recherche, 334, 2000, p.42-46.
- Thorel L., Noblet S., Garnier J., Bisson A.– « Capillary rise and drainage flow through a centrifuged porous media ». *Int. Symp. on Physical Modelling and Testing in Env. Geotechnics*, La Baule, Garnier *et al.* (ss la dir. de.), 2000, p. 251-258.
- Wahyudi I. Écoulement dans les sols granulaires saturés en régime permanent et transitoire. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1998, 193 p.
- Yoshimi Y., Kishida T. « A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces ». Geot. Test. J. 4, 1981, p. 145-152.
- Zelikson A., Raines D.D., Malalel P. «Design and limitations of a pile-driving robot ». *Centrifuge 94*, Singapore, Leung *et al.* (ed.), Balkena, 1994, p. 467-472.

| | | LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS |
|--------|---|---|
| a | $[a] = I T^{-2}$ | Accélération |
| B | [B] = L | Diamètre ou côté des fondations ou inclusions |
| С | $[C] = ML^{-1}T^{-2}$ | Cohésion du sol |
| d | [d] = L | Dimension caractéristique |
| d | $[d_c] = L$ | Diamètre de la pointe du pénétromètre |
| Cl_50 | $\left[\mathbf{d}_{50} \right] = \mathbf{L}$ | Diametre moyen des grains de sol |
| D | [D] = L $[D] = MI T^2$ | Force Force |
| F | [F] = MLT | Foice Facteur de frottement (igd/y²) |
| a b | $[a] = LT^{-2}$ | Accélération de la pesanteur (9.81 m/s ²) |
| H. | $[H_{-}] = L$ | Hauteur d'ascension capillaire |
| i | [i] = 1 | Gradient hydraulique (formulation de Darcy) |
| | $[i] = ML^{-2}T^{-2}$ | Gradient hydraulique (formulation de Coussy) |
| ID | $[I_{B}] = 1$ | Indice de densité ou densité relative |
| K | $[K] = L I^{-1}$ | Permeabilité de Darcy |
| V | $[K] = IVI \cdot L^{-1}$ | Rapport de g à g (coefficient des terres au renos) |
| K | $[K] = L^2$ | Perméabilité intrinsèque ou géométrique |
| n | [n] = 1 | Facteur d'accélération centrifuge (exprimée en nombre de g) |
| OCR | [OCR] = 1 | Degré de surconsolidation (Overconsolidation ratio) |
| Р | $[p] = ML^{-1}T^{-2}$ | Réaction latérale du sol (pieu sous charge latérale) |
| qc | $[q_{c}] = ML^{-1}T^{-2}$ | Résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique |
| Qc | $[Q_{i}] = 1$ | Resistance de pointe normalisee $Q_c = q_c/\rho gz$ |
| Re | $[R_{e}] = 1$ | Nombre de Reynolds (pvd/µ) Budosité d'interface normalisée |
| T | $ T = MT^{-2}$ | Tension superficielle |
| u. | $[u_{.}] = L$ | Déplacement relatif au pic (cisaillement d'interface) |
| V | $[v] = LT^{-1}$ | Vitesse d'écoulement apparente (ou de Darcy) |
| W | [w] = 1 | Teneur en eau pondérale |
| W | $[W] = ML^2T^{-2}$ | Energie (de battage) |
| У | [y] = L | Deplacement lateral relatif sol-pieu |
| 7 | $[Z_{1}] = L$ $[Z_{1}] = MI - 1T - 2$ | Impédance dynamique |
| δ | $\left[\delta\right] = 1$ | Angle de contact d'un ménisque avec la paroi |
| Y | $[\gamma] = ML^{-2}T^{-2}$ | Poids volumique |
| Δh | $[\Delta h] = L$ | Perte de charge hydraulique |
| η | $[\eta] = ML^{-1}T^{-1}$ | Viscosité dynamique ($\eta = \mu.p$) |
| μ | $[\mu] = L^{2} \Gamma^{-1}$ | Viscosite cinematique ($\mu = \eta/\rho$) |
| 0 | [0] = 1 [0] = M1 - 3 | Masse volumique |
| p G | $[\sigma] = MI^{-1}T^{-2}$ | Contrainte horizontale s'exercant sur un plan horizontal |
| O. | $[\sigma_{\rm v}] = ML^{-1}T^{-2}$ | ² Contrainte verticale s'exercant sur un plan vertical |
| τ | $[\tau] = 1$ | Tortuosité du milieu granulaire |
| τ | $[\tau_{p}] = ML^{-1}T^{-2}$ | Résistance au cisaillement d'in-terface (pic) |
| 1 | | |
| | | |

Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables¹

Résumé

On présente dans cet article les comportements mécaniques élémentaires qui sont à l'origine des ruptures par écoulement de massifs de sol sableux, souvent spectaculaires et de grande amplitude, connues sous le nom générique de liquéfaction. Après un bref rappel sur le comportement mécanique des sols sous chargement monotone, on décrit le phénomène dit de liquéfaction « statique », instabilité particulière caractéristique des sables lâches (contractants) sous sollicitation monotone non drainée (ou à volume constant). On passe ensuite au cas des sollicitations cycliques en mettant l'accent sur les analogies existant entre comportement monotone et cyclique et en distinguant deux phénomènes distincts, à savoir la liquéfaction «vraie», très similaire à la liquéfaction statique, caractéristique des sables uniquement contractants et la mobilité cyclique, qui se manifeste dans les sables dilatants. Ces deux phénomènes sont contrôlés par des mécanismes différents, et, pour un même sable, l'un ou l'autre des phénomènes peut être initié et se développer sous sollicitation cyclique, en fonction des conditions initiales caractérisant le matériau. On donne finalement quelques éléments relatifs à la recherche d'un cadre conceptuel global qui permettrait de rendre compte des différents comportements non drainés observables sous chargement monotone et cyclique.

Mots-clés : sable, cisaillement, triaxial, liquéfaction, mobilité cyclique, instabilité, rupture, état critique, état stable, écoulement, contractance, dilatance, pression interstitielle.

Liquefaction instabilities and cyclic mobility phenomena in sands

Abstract

We present in this paper the elementary mechanical behaviours which are responsible for sometimes very spectacular flow failures of saturated sand masses, known under the generic term of liquefaction. After a brief description of the mechanical behaviour of soils under monotonic loading, we describe the phenomenon known as « static » liquefaction, which is a specific instability characteristic of loose (contractant) sands submitted to monotonic undrained (or constant volume) loading. Then, the behaviour of sand under cyclic loading is examined, showing strong analogies with the monotonic case. Two distinct phenomena, which may be initiated under cyclic loading, are described, called cyclic mobility, characteristic of dilatant states and true liquefaction, characteristic of essentially contracting states. These phenomena are controlled by different mechanisms and, for a given sand, either one may be triggered and develop, in function of the initial conditions of the sand. Finally, elements are given on a possible general framework, which could allow to account, in the same state diagram, for the different undrained behaviours which may be observed under monotonic and cyclic loadings.

Key words : sand, shear, triaxial, liquefaction, cyclic mobility, instability, failure, critical state, steady state, flow, contractancy, dilatancy, pore water pressure.

J. CANOU N. BENAHMED J.-C. DUPLA V. DE GENNARO

CERMES (centre commun ENPC-LCPC) ENPC, Cité Descartes Champs-sur-Marne 77455 Marne-la-Vallée Cedex 2

¹ Conférence invitée prononcée lors du colloque LCPC/CNRS/ UMLV « Physique et mécanique des milieux granulaires », organisé à l'ENPC du 5 au 7 septembre 2000.

Introduction

La littérature géotechnique décrit de très nombreux exemples de sinistres associés à des ruptures de sol particulières et souvent spectaculaires, dans lesquelles celui-ci semble perdre soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement et s'écoule de manière semblable à un fluide épais, d'où le terme de liquéfaction, apparu très tôt dans la littérature (Hazen, 1920 ; Terzaghi, 1925 ; Terzaghi, 1956). Ce type de comportement est généralement observé dans le cas de matériaux sableux saturés (mais aussi dans certains types d'argiles), soumis à des sollicitations rapides en regard de la perméabilité du sol, monotones ou cycliques, telles que séismes, raz de marée, vidanges rapides, chocs, explosions, etc., et pour des Dans certains cas, des écoulements quasi spontanés, parfois de très grande envergure, peuvent être initiés sans cause extérieure apparente et se développer selon un mécanisme régressif, alors que la configuration est telle (par exemple faible déclivité) que la stabilité « classique » du massif sableux (au sens de Mohr-Coulomb) est largement assurée. Lorsque de telles ruptures se produisent, les bâtiments ou les structures de génie civil fondées sur le sol en écoulement vont être entraînés avec celui-ci (enfoncement et basculement de bâtiments, déplacements latéraux d'ouvrages, rupture de barrages, etc.).

Pour ce qui est des ruptures « quasi spontanées » dans des massifs naturels, n'ayant pas d'origine sismique claire, on peut citer de nombreux glissements s'étant produits dans la province de Zeeland, aux Pays-Bas (Koppejan et al., 1948) de même que le long des berges du Mississipi aux États-Unis ou dans de nombreux fjords norvégiens (Bjerrum et al., 1961). En France, on peut citer le cas de la rupture du nouveau port de Nice en 1979 (Schlosser, 1985) et du port de Dunkergue (Blondeau, 1986). Pour ce qui est des massifs de sol artificiels, on peut mentionner des problèmes fréquents de stabilité liés à la mise en place de matériaux sableux par remblaiement hydraulique dans le cadre, par exemple du stockage de résidus miniers (Highter et Tobin, 1980) ou de la création d'îles artificielles ou de massifs sous-marins destinés à recevoir des infrastructures pétrolières (Sladen et al., 1985).

En ce qui concerne les ruptures avant une origine sismique claire, de très nombreux cas ont été rapportés dans la littérature avec, en particulier, en 1964, le séisme de Niigata au Japon (Seed et Idriss, 1967) et celui d'Alaska (Seed, 1968). Ces deux séismes ont été à l'origine du développement de recherches importantes, en particulier aux États-Unis et au Japon, dans le domaine de la liquéfaction des sables. On peut aussi citer le séisme de San Fernando (Californie), en 1971, au cours duquel le barrage en terre Lower San Fernando s'est rompu par liquéfaction d'une partie même du corps de barrage formée de matériau sableux mis en place par remblaiement hydraulique. Plus récemment, les séismes de Loma Prieta (San Francisco, 1989), de Kobe (Japon, 1995) et d'Izmit (Turquie, 1999) ont été, eux aussi, le siège de nombreux dégâts attribués à la liquéfaction des sables (Fig. 1).

Plusieurs définitions du phénomène de liquéfaction ont été chronologiquement proposées par différents auteurs, faisant parfois en fait référence à des phénomènes différents. Il existe maintenant un consensus acceptable sur l'identité du phénomène, qui peut être résumé par la définition proposée par Sladen *et al.* (1985), qui rejoint celles données par Seed (1979) et par Castro and Poulos (1977) : « La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement auxquelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite. »

Après un bref rappel sur les notions de base qui seront utilisées dans la suite du texte ainsi que sur les traits de comportement essentiels des sables en cisaillement monotone, on décrit ensuite le phénomène de liquéfaction des sables lâches sous chargement monotone (liquéfaction « statique »). On présente ensuite les éléments de base relatifs au comportement des sables sous cisaillement cyclique qui sont ensuite utilisés pour décrire les phénomènes de mobilité cyclique et de liquéfaction cyclique « vraie ». On présente finalement l'ébauche d'un cadre conceptuel global permettant de rendre compte, dans le plan des contraintes triaxial, des différents comportements non drainés observés.





FIG. 1Exemples de sinistres résultant de phénomènes de liquéfaction des sables (Niigata, 1964; Izmit, 1999).Examples of disasters induced by liquefaction of sand (Niigata, 1964; Izmit, 1999).

Généralités sur le comportement des sables en cisaillement monotone

2.1

Rappels

On s'intéresse au cas des sables parfaitement saturés en eau, qui vont se déformer sous l'action des sollicitations appliquées. Le sol biphasique est assimilé à un milieu continu pour lequel on définit le tenseur des contraintes classique de la mécanique, $\underline{\sigma}$, que l'on décompose de manière usuelle, selon le postulat de Terzaghi, en la somme d'un tenseur des contraintes effectives, $\underline{\sigma}$ ', rendant compte de la part du chargement effectivement reprise par le squelette granulaire, et d'un tenseur isotrope, u.I (I étant la matrice identité), rendant compte de la part du chargement reprise par l'eau sous forme de pression interstitielle u :

$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + u.1$

Le comportement drainé parfait correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer de surpressions interstitielles. Il est donc caractérisé par une surpression interstitielle nulle ($\Delta u = 0$) au cours de la sollicitation et des variations de volume ΔV généralement non nulles du matériau.

Le comportement non drainé parfait correspond, au contraire, au cas où l'eau interstitielle reste « bloquée » au sein du matériau lors de l'application de la sollicitation, sans possibilité d'écoulement relatif par rapport aux grains. Ce sera le cas, sur site, de vitesses de sollicitations élevées, typiques de celles rencontrées dans les problèmes de liquéfaction (séismes, raz-de-marée, chocs, etc.). Des surpressions interstitielles vont alors se développer au sein du sol, entraînant une évolution des contraintes effectives qui pourra être très différente de celle des contraintes totales et le sol va alors se déformer à volume constant (aux compressibilités près des grains et de l'eau, qui sont généralement négligées devant celle du squelette).

Le comportement non drainé parfait est donc caractérisé par une non-variation de volume du sol et le développement de surpressions interstitielles non nulles. Il correspond, en fait, au comportement du matériau à volume constant pour lequel le « lien » cinématique de non variation de volume est assuré par l'eau interstitielle. La même réponse pourra être observée sur un sable sec, pourvu que le dispositif d'essai utilisé soit alors capable d'assurer, par asservissement, une non-variation de volume du matériau (cas du triaxial vrai, Lanier *et al.*, 1991 ; Darve, 1993).

Les propriétés de contractance et de dilatance, qui caractérisent la nature des déformations volumiques d'origine irréversible des sols sollicités en cisaillement sont fondamentales car ce sont elles qui contrôlent la réponse mécanique du matériau, en particulier dans le cas non drainé où, en fonction de la nature dilatante ou contractante des déformations volumiques irréversibles, on observera des réponses très différentes.

La contractance est la composante irréversible (plastique, dans un schéma élastoplastique) de la diminution de volume du sol soumis au cisaillement, et correspond à un mécanisme de densification de l'empilement granulaire résultant des glissements et roulements entre grains occasionnés par la sollicitation appliquée.

Inversement, la dilatance est la composante irréversible de l'augmentation de volume du sol soumis au cisaillement, et correspond à un mécanisme de désenchevêtrement et de foisonnement de l'empilement granulaire.

Ces variations de volume, contractantes ou dilatantes, s'ajoutent aux variations de volume réversibles (élastiques), induites par la sollicitation, et l'on adopte généralement, dans le cadre de l'élastoplasticité, la décomposition de la déformation volumique totale en la somme d'une composante élastique et d'une composante plastique :

$\epsilon_v = \epsilon_v^{\ e} + \epsilon_v^{\ p}$

Dans le cas non drainé parfait ($\varepsilon_v = 0$), les comportements contractant et dilatant se traduisent par un taux de développement des surpressions interstitielles d'origine « anélastique » positif et négatif respectivement, pouvant conduire à des surpressions positives très élevées dans le cas contractant et fortement négatives dans le cas dilatant.

Le caractère contractant ou dilatant du comportement volumique d'un sable est directement lié à l'état initial du matériau, exprimé principalement en termes d'indice des vides e (à relier à l'indice de densité $I_D = (e_{max} - e)/(e_{max} - e_{mip}))$ et d'état de contrainte initial applique (état de consolidation).

2.2

Cisaillement drainé et non drainé d'un sable à l'appareil triaxial

La figure 2 présente les comportements typiques observables à l'appareil triaxial lors du cisaillement drainé d'un sable à partir d'un état initial lâche et dense (pour un même niveau de consolidation isotrope appliqué). Les résultats sont présentés dans les plans (g, ε_a) pour les courbes de cisaillement, ($\Delta V/V$ et ε_c , ε_a) pour les variations de volume des éprouvettes et (q, p') pour les contraintes, q étant le déviateur des contraintes, p' la contrainte moyenne effective et ε_a la déformation axiale.

En termes de courbe de cisaillement, on observe une réponse plus rigide pour le sable dense, avec passage par un maximum de résistance au cisaillement, puis radoucissement avec stabilisation progressive vers la même résistance ultime que celle obtenue pour le sable lâche (état de plasticité parfaite, appelé état critique, matérialisé par la ligne LCR sur la figure 2). En termes de déformations volumiques, le sable lâche est uniquement contractant, alors que le sable dense devient très rapidement dilatant, après une phase initiale de contractance.

Le passage de la phase de contractance à la phase de dilatance correspond à un état particulier important, qui définit, dans le plan des contraintes, un seuil de transition linéaire, appelé seuil ou état caractéristique (Luong, 1980), matérialisé par la ligne LCA sur la figure 2, pratiquement confondue avec la ligne LCR, délimitant un domaine sub-caractéristique où le matériau est contractant et un domaine sur-caractéristique où le matériau est dilatant. Dans les deux cas (lâche et dense), on observe finalement une stabilisation progressive du volume vers les grandes déformations, correspondant, dans ce plan



confondues dans la pratique. L'inclinaison des contraintes correspondant à la rupture au maximum de résistance pour le sable dense est notée η_F (droite de rupture LMX sur la figure 2).

La figure 3 présente, pour le même matériau et les mêmes conditions initiales que celles de la figure 2, les comportements non drainés correspondants. On constate que le non-drainage (ou condition de volume

aussi, à l'approche de l'état critique. Le plan (q, p') permet, quant à lui, de représenter les chemins des contraintes effectives suivis pendant le cisaillement (CCE), qui sont, dans le cas drainé, des segments de droite, inclinés à 3 pour 1 sur l'horizontale. On note que les inclinaisons des contraintes η ($\eta = q/p'$) correspondant à l'état caractéristique (η_{CA}) et à l'état critique (η_{CR} ou M) sont très proches l'une de l'autre et seront

constant) entraîne des réponses totalement différentes de celles de la figure 2 en termes de courbes de cisaillement, avec un comportement très stable, continûment durcissant, pour le sable dense. Pour le sable lâche, par contre, on observe un comportement apparemment très instable, avec un pic très marqué de résistance au cisaillement non drainé, de très faible niveau, suivi d'une chute très rapide de résistance jusqu'à obtention d'une résistance ultime extrêmement faible et pratiquement constante. En termes d'évolution des surpressions interstitielles au cours du cisaillement, le sable lâche a un comportement uniquement contractant, avec un taux de génération de la surpression toujours positif et stabilisation progressive, alors que le sable dense présente tout d'abord une phase contractante à taux positif suivie d'une phase dilatante, à taux négatif, le point à taux nul correspondant à la transition entre contractance et dilatance, où l'on retrouve la notion de seuil caractéristique. Dans le plan (q, p et p'), on définit maintenant pour chaque essai un chemin des contraintes effectives (CCE) distinct du chemin des contraintes totales (CCT). Pour le sable dense, le chemin des contraintes effectives présente un point « anguleux » typique, plus ou moins marqué, avec remontée du chemin vers la droite de rupture, le point anguleux correspondant pratiquement au franchissement du seuil caractéristique. Pour le sable lâche, par contre, on observe une diminution continue de la contrainte moyenne effective p', avec migration de l'état de contrainte vers les faibles valeurs de q et de p'.

Les résultats typiques présentés sur les figures 2 et 3 montrent déjà que le seul type de comportement qui pourra être à l'origine d'un écoulement déclenché par une sollicitation monotone, qui nécessite une résistance ultime très faible, est celui du sable lâche en conditions non drainées, que l'on va décrire plus précisément cidessous.

Liquéfaction statique des sables lâches

La thèse de Castro (1969), réalisée au sein de l'équipe de Casagrande (1975), constitue le premier travail de référence qui a permis d'identifier clairement le phénomène de liquéfaction statique, appelée « statique » par abus de langage, puisqu'il s'agit en fait de liquéfaction sous un chargement monotone, qui pourrait être quasi statique ou dynamique. Les recherches dans le domaine se sont ensuite poursuivies aux États-Unis et au Canada. En France, on peut citer les travaux de P. Habib (1977), de Flavigny et Foray (1986) ainsi que les travaux développés en liaison avec le glissement du nouveau port de Nice de 1979 (Schlosser, 1985 ; Blondeau, 1986) et les recherches associées, à partir de 1985 (Canou, 1987 ; Canou, 1989). Depuis, les recherches sur la liquéfaction statique se sont considérablement développées au plan français et européen au travers, en particulier, du réseau français du GRECO-Géomatériaux et du réseau européen de laboratoires ALERT.

Bien que fortement mobilisés par les problèmes de liquéfaction des sables sous séisme, les Japonais ne se sont intéressés qu'assez tard à la liquéfaction statique des sables, avec la thèse de Verdugo (1992) réalisée au sein de l'équipe d'Ishihara (1993). Depuis, une activité de recherche importante est consacrée, au Japon, ainsi que, de manière plus générale, au plan international, à l'étude de ce phénomène et de ses conséquences.

3.1

Description du phénomène de liquéfaction statique

La figure 4 montre un résultat typique de liquéfaction statique obtenu dans un essai triaxial de compression réalisé sur le sable d'Hostun RF dans un état très lâche (Canou et al., 1991), présenté dans les plans définis au paragraphe 2.2. Comme mentionné précédemment à partir du schéma de la figure 3, la courbe de cisaillement présentée dans le plan (q, ε_{a}) de la figure 4 se caractérise par un pic de résistance au cisaillement très marqué et de faible niveau, qui se manifeste pour une déformation axiale faible (un peu moins de 1 %), suivi d'une chute très rapide de résistance avec stabilisation progressive autour d'une valeur ultime constante très faible. Le phénomène de liquéfaction concerne toute la partie radoucissante du comportement, depuis l'initiation (au pic), jusqu'à l'état ultime « liquéfié » correspondant à l'état du matériau atteint dans un écoulement. L'évolution de la surpression interstitielle développée lors du cisaillement rend compte du caractère très contractant du sable, avec un taux de croissance très fort dès le début de l'essai et stabilisation progressive de la surpression vers une valeur résiduelle



lorsque l'on va vers les grandes déformations. Cette stabilisation est à associer à la stabilisation du déviateur des contraintes dans le plan (q, ε_a). Le plan (q, p') présente la forme typique du chemin des contraintes effectives suivi au cours de l'essai, avec une décroissance continue de la contrainte effective moyenne au cours du cisaillement et migration progressive de l'état des contraintes effectives (q, p') vers l'origine avec stabilisation, à l'état ultime, sur un point d'accumulation, après passage par le pic de résistance.

L'inclinaison des contraintes η définie précédemment rend compte du niveau de frottement mobilisé au cours du cisaillement ($\eta = 6 \sin \phi_{mob}/(3 - \sin \phi_{mob})$ pour les essais de compression). Ce paramètre varie entre zéro (état de contrainte initial isotrope) et η_r pour la rupture de Mohr-Coulomb classique, définie au maximum de résistance au cisaillement dans un essai drainé. Le chemin des contraintes de la figure 4 montre que l'inclinaison des contraintes η_{INST} au pic de résistance correspond à un angle de frottement mobilisé sensiblement plus faible que l'angle de frottement mobilisé à l'état ultime, qui correspond, lui, à la rupture de Mohr-Coulomb classique, qui, dans le cas du sable lâche, correspond aussi à l'état critique du matériau ($\eta_{\rm F} = \eta_{\rm CR} = M$). Ceci montre donc que, bien que l'on ait toujours un écrouissage positif du matériau au sens de la mobilisation du frottement, qui continue de croître entre $\varphi_{\mbox{\tiny INST}}$ et ϕ_{F} , on observe une chute très forte de résistance au cisaillement, montrant que l'on a affaire à une instabilité particulière, qui n'a rien à voir avec la rupture classique de Mohr-Coulomb, que l'on retrouve ici à l'état ultime. D'où des approches du phénomène du type instabilité qui se sont développées dans la littérature pour décrire le phénomène et sur lesquelles on revient dans le paragraphe 3.2.

3.2

Influence de différents paramètres sur le phénomène

L'initiation et le développement du phénomène de liquéfaction statique sont très sensibles à de nombreux facteurs parmi lesquels on trouve tout d'abord la nature du sable (matériau constitutif des grains, caractéristiques granulométriques, angularité et état de surface, présence de fines, etc.), l'état initial du matériau, en termes d'indice des vides, de structure (arrangement des grains), d'anisotropie, de qualité de saturation, d'état de contrainte initial et finalement les caractéristiques de la sollicitation appliquée (chemin de contrainte ou de déformation suivi, vitesse de sollicitation, etc.). Il convient de rajouter qu'en situation réelle, sur site, la prévision du déclenchement et du développement d'un écoulement de liquéfaction est fortement compliquée par le fait que les facteurs mentionnés cidessus et que l'on peut contrôler de manière raisonnable au laboratoire sont beaucoup plus difficiles à évaluer, à quoi se rajoutent les caractéristiques de drainage, les conditions aux limites du problème réel ainsi que des mécanismes d'écoulement souvent complexes (mécanismes souvent régressifs) et difficiles à prévoir. On présente dans la suite l'influence de quelques paramètres significatifs sur l'initiation et le développement du phénomène de liquéfaction statique dans les sables.

5.2.1

Indice des vides

L'indice des vides (à relier à l'indice de densité) est un paramètre fondamental qui conditionne, pour une grande part, en combinaison avec le niveau de contrainte initial appliqué, le caractère contractant ou dilatant des sables. Pour un sable de caractéristiques données, ce paramètre doit donc a priori avoir une influence déterminante sur l'initiation et le développement du phénomène de liquéfaction statique. Cette influence a été clairement mise en évidence par différents auteurs (entre autres, Castro, 1969; Canou, 1989) et confirmée depuis sur différents sables, montrant que l'on passe de manière continue d'un comportement fortement « liquéfiant » pour les structures très lâches à un comportement très stable de sable dense pour les faibles indices des vides. On peut même, pour les structures les plus lâches, obtenir une liquéfaction totale du matériau, au sens de l'annulation des contraintes effectives (résistance ultime nulle) avec effondrement soudain, très caractéristique, de l'éprouvette à l'appareil triaxial, ce qui permet de définir un indice des vides de liquéfaction totale e_{eff} (Canou, 1989 ; Canou et al., 1990). La figure 5 montre un ensemble de résultats obtenus plus récemment (Verdugo, 1992) qui confirme le passage continu du comportement « liquéfiant » au com-



Influence de l'Indice des vides sur les comportements observes à l'appareil triaxiai (verdugo, 1992 Influence of void ratio on the behaviours observed in the triaxial apparatus (Verdugo, 1992). portement durcissant. Lorsque l'état initial de densité du sable augmente, l'état ultime « parfaitement » constant et de très faible niveau évolue vers un minimum de résistance, suivi d'une phase de durcissement de dilatance, d'autant plus marquée que le sable est dense. Le point pour lequel le minimum de résistance est obtenu correspond au passage entre contractance et dilatance, et donc à l'état caractéristique, que l'on retrouve au point anguleux du chemin des contraintes dans le plan (q, p'). On a donc coexistence, sur une certaine plage d'états initiaux, entre une phase de radoucissement initiale post-pic (amorce de liquéfaction) suivie d'une phase de durcissement. Lorsque la partie radoucissante est de faible ampleur (typiquement cas de l'essai à e = 0,883 sur la figure 5), on parle de liquéfaction limitée (Castro, 1969 ; Vaid and Chern, 1985). Dans ce cas, si la résistance de pic est franchie dans un essai piloté en effort, une instabilité va alors se développer avec accumulation rapide de déformations, mais le matériau se stabilisera de nouveau dans la phase dilatante lorsque la résistance mobilisable sera à nouveau égale à la résistance de pic (pour une déformation de l'ordre de 20 % dans l'essai mentionné ci-dessus). Concrètement, dans le cas d'un problème de pente, l'amorce d'un écoulement pourra alors être « bloquée » par dilatance alors que l'écoulement se développera librement dans le cas d'une résistance ultime faible.

3.2.2

Niveau de consolidation isotrope

L'augmentation du niveau de consolidation isotrope σ_c' ou p_c' appliqué à un sable augmente, de manière générale, d'une part, son caractère contractant, et, d'autre part, ses « performances » mécaniques (caractéristiques d'élasticité, niveaux de résistance au cisaillement atteints à la rupture). La figure 6 montre que, pour une plage de contraintes de consolidation suffisamment large, on peut même passer d'un comportement dilatant durcissant (faibles valeurs de p_c') à un comportement contractant liquéfiant (valeurs élevées

de p_c). D'autres résultats, obtenus dans le domaine du comportement « liquéfiant » uniquement (Canou, 1989) montrent que le pic de résistance où est initié le mécanisme de liquéfaction est pratiquement proportionnel à p_c'. L'augmentation du niveau de consolidation isotrope a donc pour effet de stabiliser le matériau vis-àvis de la liquéfaction, dans le sens où elle augmente l'amplitude seuil de la sollicitation nécessaire pour initier l'instabilité. Par contre, si le seuil d'initiation est franchi, la chute de résistance qui s'ensuivra sera d'autant plus importante et brutale que ce seuil est élevé et l'écoulement se développera avec des conséquences d'autant plus graves.

3.9.3

Influence de l'anisotropie de consolidation

Dans la nature, les sols ne sont généralement pas consolidés de manière isotrope et sont soumis à un cisaillement initial, plus ou moins important en fonction de la configuration (état des terres au repos Ko présence de déclivités, etc.). Il est donc important de pouvoir évaluer l'influence de ce paramètre sur les caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Castro (1969) montre déjà, de manière ponctuelle, que l'initiation de la liquéfaction semble être favorisée par l'existence d'un déviateur de contrainte initial. L'influence très défavorable de ce paramètre est clairement mise en évidence par les travaux de Seed (1983) menés en liaison avec les sinistres des ports de Nice et de Dunkerque (Schlosser, 1985 ; Blondeau, 1986), de Kramer and Seed (1988) et de Canou (1989) menés sur des sables différents. Pour des rapports d'anisotropie K, suffisamment élevés (K, = $\sigma_{n'}/\sigma_{ch'}$), on a affaire à un matériau tellement instable qu'il présente, dès le début du cisaillement non drainé, un comportement radoucissant avec développement de la liquéfaction sans être capable de mobiliser de résistance au cisaillement non drainé supplémentaire (Fig. 7, Canou et al., 1991). Des résultats similaires ont été obtenus dans le cadre de travaux plus récents (Matiotti et al., 1996), confirmant l'influence très défavorable d'un cisaillement initial sur l'initiation du phénomène.



 FIG. 6
 Influence du niveau de consolidation isotrope sur les comportements observés à l'appareil triaxial (Verdugo , 1992).

 Influence of the level of isotropic consolidation on the behaviours observed in the triaxial apparatus (Verdugo, 1992).



3.2.4

Trajet de chargement (compression-extension)

L'appareil triaxial permet d'explorer des chemins de compression et d'extension, au sens des déformations, les contraintes appliquées restant toujours de compression pour les sables. Lors des essais de compression, la contrainte axiale est principale majeure, alors qu'elle devient contrainte principale mineure dans les essais d'extension. On constate généralement une réponse plus faible du matériau lors des sollicitations d'extension, avec un comportement volumique généralement plus contractant en extension qu'en compression (Dupla et al., 1995 ; Matiotti et al., 1996). On peut même observer, pour certains indices de densité intermédiaires, des différences qualitatives importantes, avec une réponse dilatante durcissante en compression et une réponse contractante de type liquéfaction en extension (De Gennaro et al., 1996; Benahmed, 2001, Fig. 8). Ces différences observées entre compression et extension prendront toute leur importance lorsque l'on s'intéressera aux sollicitations cycliques alternées pour lesquelles les instabilités et les ruptures seront généralement initiées lors d'une phase d'extension.

3.2.5

Structure initiale

La structure initiale, au sens de l'arrangement géométrique initial des grains de sable dans l'empilement joue un rôle important sur la réponse mécanique macroscopique du matériau, c'est-à-dire que l'indice des vides et l'indice de densité correspondant ne sont pas suffisants pour caractériser le comportement mécanique et qu'il serait nécessaire d'introduire un paramètre permettant de « quantifier » l'influence de cette structure vis-à-vis de la réponse mécanique du sable. L'influence de la structure sableuse peut être étudiée de manière indirecte au laboratoire en utilisant des pro-

cédures de reconstitution des éprouvettes bien différenciées, permettant d'obtenir des arrangements distincts. Pour la reconstitution d'éprouvettes de sable lâche, on peut utiliser, entre autres méthodes, un mode de dépôt de type pluviation à sec et un mode de dépôt par damage humide du matériau. La cohésion capillaire résultant de la faible teneur en eau utilisée dans le deuxième cas favorise la formation de structures lâches. On peut cependant préparer des éprouvettes au même indice des vides par les deux méthodes, les différences éventuelles de comportement observées, rendant alors compte de l'influence de la structure initiale de fabrication sur le comportement (Canou, 1989 ; Benahmed, 2001). La figure 9 montre que le damage humide favorise une réponse plus contractante que la pluviation à sec et l'on est donc en présence d'un matériau plus « liquéfiable » (Benahmed, 2001). On peut donc parler de structures « stables », plutôt dilatantes, constituées d'empilements réguliers de grains (dépôt sec), et de structures « instables » ou « métastables », contractantes, plus irrégulières, formées d'agrégats et de macro-pores, et susceptibles de s'effondrer.

3.2.6

Autres paramètres

De nombreux autres paramètres que ceux décrits cidessus, que l'on ne détaillera pas dans ce texte, peuvent avoir une influence significative sur l'initiation et le développement du phénomène de liquéfaction « statique ». En ce qui concerne, par exemple, les caractéristiques granulométriques mentionnées plus haut, les sables fins et uniformes à grains arrondis sont généralement considérés comme plus liquéfiables que les sables grossiers à granulométrie étalée et à grains anguleux. De même, la présence d'un faible pourcentage de fines au sein de la matrice sableuse peut favoriser la contractance et, donc, un comportement « liquéfiant ». L'anisotropie inhérente ou initiale (résultante








complexe des caractéristiques granulaires, du mode de fabrication ou de formation, de l'état de contrainte initial appliqué, etc.), généralement isotropie transverse, qui peut entraîner des contrastes importants de propriétés mécaniques dans les sols selon la direction de sollicitation, peut avoir une influence sur sa « liquéfiabilité », en combinaison avec le chemin de contrainte ou de déformation appliqué (compression-extension, influence de la contrainte intermédiaire, rotation des axes principaux de contrainte, etc.).

3.3

Initiation de l'instabilité de liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction sous chargement monotone est initié au pic de résistance au cisaillement, au-delà duquel la chute de résistance est amorcée avec développement rapide de grandes déformations, lorsque la sollicitation est appliquée en effort, jusqu'à obtention de l'état « ultime » pour lequel le matériau peut s'écouler avec une résistance ultime très faible. Il est donc important de s'attacher à caractériser et « quantifier », dans la mesure du possible, les conditions d'initiation de l'instabilité de liquéfaction, condition nécessaire au développement d'un éventuel écoulement. A partir d'un ensemble d'observations expérimentales, Sladen et al. (1985) proposent le concept de surface d'effondrement, correspondant au lieu des points, dans l'espace (q, p', e) où l'instabilité de liquéfaction est initiée. Ces auteurs observent que, lorsque l'on réalise des essais de liquéfaction statique sur un sable donné, à différents niveaux de consolidation isotrope et un même indice des vides « consolidé » des éprouvettes, les pics de résistance sont alignés dans le plan (q, p') et la droite qui les joint passe par le point d'état ultime (état critique ou état stable, Fig. 10a). Lorsque l'indice des vides varie, on obtient un faisceau de droites parallèles entre elles, s'appuyant sur les états ultimes respectifs, ce qui génère dans l'espace (q, p', e) une surface cylindrique, la surface d'effondrement, s'appuyant sur la ligne d'état critique et de génératrices l'ensemble des droites d'effondrement (Fig. 10b). L'intérêt de la surface d'effondrement est de pouvoir caractériser le lieu des états du matériau ou va s'initier la liquéfaction et constitue donc un outil intéressant en vue d'analyses de stabilité de massifs sableux. Le concept n'est cependant utilisable tel quel que sur une plage donnée d'états du matériau, « ni trop lâches, ni trop denses » et doit être adapté en dehors de cette plage (Canou et al., 1990). De même, le lieu des points d'initiation de la liquéfaction peut dépendre de manière



significative de l'histoire antérieure du chargement du sol, en particulier en termes d'état de consolidation du matériau. Pour des états de consolidation fortement anisotropes, par exemple, le concept de surface d'effondrement doit aussi être adapté (Canou *et al.*, 1991).

Lade et son équipe (Lade el al., 1988 ; Lade and Pradel, 1990) étudient les conditions de stabilité et d'instabilité des sables et montrent que, pour ces matériaux granulaires obéissant à une règle d'écoulement non associée, les conditions d'instabilité de Hill (1958) et de Drucker (1951) basées sur la « négativité » du travail plastique du second ordre ne sont pas suffisantes dans le cas des matériaux dilatants pour assurer l'instabilité (ces matériaux restent en effet particulièrement stables en conditions drainées et non drainées pendant toute la phase de dilatance pré-pic, alors que les critères mentionnés ci-dessus voudraient qu'ils soient instables). Ces auteurs montrent que des instabilités du type liquéfaction ne peuvent apparaître, à l'intérieur de la surface limite, que dans le cas d'un comportement non drainé (ou à volume constant) et pour un matériau contractant, qui va alors générer des surpressions interstitielles élevées, responsables de l'initiation et du développement du phénomène de liquéfaction (une discussion est menée sur l'influence de la qualité de la saturation du matériau, qui, si elle n'est pas bonne, va affaiblir la condition de non variation de volume du matériau et atténuer, en quelque sorte, le caractère instable du comportement observé (pic moins marqué, ayant tendance à disparaître)). Lade (1992) introduit la notion de ligne d'instabilité dans le plan (q, p'), lieu des points où est amorcée la liquéfaction. Ce seuil est de même nature que la droite d'effondrement proposée par Sladen et al. (1985), si ce n'est qu'il passe ici par l'origine des axes (Fig. 11), alors que, pour un indice des vides donné, la droite d'effondrement passe par le point d'état stable correspondant. Vaid and Chern (1985) introduisent, de même, la droite CSR, passant

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

par l'origine des axes, correspondant, elle aussi, au lieu des points où est amorcée la liquéfaction.

Darve et son équipe (Darve, 1993 ; Mégachou, 1993 ; Darve et Laouafa, 1999) étudient aussi les conditions d'initiation de l'instabilité de liquéfaction, montrant, eux aussi, que celle-ci ne peut apparaître que dans le cadre d'une règle d'écoulement non associée. Ces auteurs montrent, en particulier, sur la base de simulations réalisées à partir d'un modèle de comportement incrémental, l'influence d'une variation de volume du milieu (augmentation ou diminution) par rapport à la nonvariation parfaite, sur le comportement observé. Dans le cas d'une diminution de volume représentative d'une certaine compressibilité, simulant, par exemple, une saturation imparfaite du matériau (voir ci-dessus), on observe une « atténuation » du phénomène de liquéfaction, avec un pic de moins en moins marqué, qui peut même disparaître pour des forts niveaux de compressibilité (phénomène observé par exemple dans le cas de sables non saturés ou très mal saturés, pour lesquels on observe une réponse stable du type « drainée »).



Darve et Laouafa (1999) proposent de plus un critère de liquéfaction relativement simple pour les matériaux granulaires dans le cas de configurations axisymétriques, basé sur l'utilisation de l'angle de dilatance ψ , ce critère pouvant être généralisé au cas tridimensionnel.

État critique et état stable

De manière analogue à l'étude des seuils d'initiation du phénomène de liquéfaction sous chargement monotone, il est important de pouvoir caractériser et quantifier l'état ultime du matériau pour lequel la résistance ultime mobilisable en grandes déformations va contrôler l'ampleur de l'écoulement potentiel, dans le cas de problèmes d'écoulement (pentes). Plus cette résistance ultime est faible et plus l'écoulement du type « fluide » sera facilité, avec de grandes distances d'écoulement et des profils de terrain, après restabilisation, à très faible déclivité. De même, plus la différence relative entre la résistance au cisaillement au pic et la résistance ultime est importante et plus le phénomène d'écoulement sera violent, en rapidité et en amplitude. L'observation, pour les états du matériau suffisamment lâches ou contractants, d'états ultimes très particuliers, stabilisés à des niveaux très faibles de résistance (voire résistance ultime nulle pour le cas de la liquéfaction totale), qui peuvent se développer sur une plage de déformation importante (à partir de 3 ou 4 % jusqu'à plus de 20 % de déformation axiale), a conduit les Anglo-Saxons à introduire et développer la notion d'état stable (steady state, introduit à l'origine par Poulos (1981)). On a affaire ici à un cas typique d'écoulement plastique parfait, que l'on observe rarement de manière aussi claire en mécanique des sols, et qui présente, en fait, beaucoup d'analogies avec le concept d'état critique, à la base de la mécanique des sols du même nom, développée par l'école de Cambridge (Roscoe et al., 1958; Schofield and Wroth, 1968). La principale différence mise en avant pour différencier les deux états (état critique et état stable) concerne la formation d'une structure « d'écoulement » (flow structure) qui se développerait au sein du matériau lors des essais de liquéfaction, formation favorisée par des vitesses de déformation élevées, et qui opposerait une résistance au cisaillement minimale à la déformation. Les caractéristiques ultimes correspondant à l'état stable seraient ainsi inférieures à celles correspondant à l'état critique, déterminées à partir d'essais drainés. Les avis sont encore assez partagés sur cette distinction, un argument en faveur de l'« unification » étant de dire que l'état critique, défini par une courbe dans l'espace (q, p', e) matérialisant le lieu de tous les états ultimes du matériau, caractérisés par un comportement plastique parfait, est intrinsèque et qu'il est atteint indifféremment en drainé et en non drainé (liquéfaction pour les sables lâches). Par ailleurs, se pose actuellement de plus en plus le problème, pour un sable donné, de l'unicité de l'état stable (qui était considéré unique) en fonction de l'état initial du matériau (Konrad, 1990 ; Konrad et al., 1991 ; Ibraïm et Doanh, 1997; Benahmed, 2001), et donc, sans doute aussi, de l'état critique, ce qui rajoute encore au débat entre état critique et état stable. La figure 12 montre, dans l'hypothèse d'identité entre état critique et état stable, et d'unicité de cet état, le mécanisme d'obtention de l'état ultime matérialisé par la ligne LCR, en conditions drainées et non drainées, dans les plans (q, p') et (e, p'), en fonction de l'état initial (lâche (point A) ou dense (point B)) du matériau.



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 98 1= trimestre 2009

Comportement des sables sous chargement cyclique

Les sollicitations cycliques appliquées aux sols peuvent être de nature très différentes en fonction de leur origine, en termes d'amplitude, de fréquence, de régularité du signal, etc. Pour ce qui est des séismes, plus particulièrement concernés par les problèmes de liquéfaction, on a affaire à des sollicitations relativement irrégulières, avec cependant, en moyenne, une phase de croissance du niveau de sollicitation jusqu'à une valeur maximale, suivie d'une phase de décroissance jusqu'au retour à l'équilibre. Pour les séismes de magnitude importante dans lesquels sont observés des phénomènes de liquéfaction, les sollicitations sont complexes, tridimensionnelles, avec des amplitudes fortes et des effets dynamiques importants. Pour ces différentes raisons, il est donc en pratique impossible de soumettre au laboratoire une éprouvette de sol aux chemins de contraintes ou de déformations réels induits sur site par un séisme. Des essais de laboratoire tels que triaxiaux de révolution, triaxiaux vrais, biaxiaux ou cylindre creux de torsion peuvent cependant permettre d'obtenir une bonne compréhension des mécanismes de base qui contrôlent le comportement cyclique des sols, et qui restent activés dans des sollicitations plus complexes que celles appliquées au laboratoire.

Le comportement mécanique des sables saturés sous sollicitations cycliques s'inscrit dans le cadre général mis en place pour l'étude du comportement sous chargement monotone, qui constitue le comportement « enveloppe » du matériau, auquel il faut rajouter les spécificités liées au caractère cyclique des sollicitations appliquées. On va, en particulier, retrouver les notions de rupture de Mohr-Coulomb, d'état critique (ou état stable), d'état caractéristique et de surface d'effondrement ou surface d'instabilité, qui joueront un rôle essentiel dans les comportements observés sous chargement cyclique. Dans le cas cyclique comme dans le cas monotone, le comportement volumique du matériau (contractant ou dilatant) sera déterminant sur les réponses mécaniques observées, en particulier dans le cas non drainé. On présente tout d'abord quelques éléments relatifs au comportement drainé des sables, suivis d'une description des comportements non drainés (ou à volume constant) observables avec application aux phénomènes de mobilité cyclique et de liquéfaction cyclique « vraie », responsables des dégâts occasionnés lors des séismes.

4.1

Comportement cyclique drainé

Sous sollicitation de cisaillement cyclique drainée, les sables vont généralement globalement se densifier lors de l'application des cycles successifs. Le mécanisme et l'ampleur de la densification sont contrôlés par les propriétés de contractance et de dilatance du matériau qui dépendent de son état initial, ainsi que, dans le cas cyclique, des caractéristiques de la sollicitation. L'état caractéristique (Luong, 1980) va jouer ici un rôle fondamental par sa propriété de seuil de délimitation intrinsèque entre un domaine contractant (« sub-

caractéristique ») et un domaine dilatant (« sur-caractéristique»). Tant que le chemin des contraintes effectives correspondant à la sollicitation appliquée reste à l'intérieur du domaine sub-caractéristique, le matériau est contractant en charge (essentiellement élastique en décharge) et l'on assiste à une densification continue lors de l'application des cycles, avec durcissement progressif et stabilisation du matériau par adaptation ou accommodation. Dans le cas où le chemin des contraintes franchit en charge le seuil caractéristique, on observe alors une phase de dilatance qui est suivie, lors de la décharge suivante, par une phase de contractance accrue, accélérant le processus de densification. Le mécanisme de densification résultant d'une décharge à partir d'un état sur-caractéristique est induit par un important réarrangement des grains avec « réorientation » de la structure selon un mécanisme fortement irréversible (alors que l'élastoplasticité classique prévoierait une réponse élastique à la décharge). La figure 13 (Tatsuoka and Ishihara, 1974) permet de bien mettre en évidence, à partir d'essais réalisés à l'appareil triaxial, le mécanisme de densification, selon que les bornes des cycles en contrainte restent dans le domaine contractant (Fig. 13a) ou passent dans le domaine dilatant (Fig. 13b), avec une forte accélération du processus dans ce dernier cas (cas des sables denses). Pour un sable lâche, on aurait uniquement un mécanisme contractant (pas de dilatance). La figure 14 (Luong, 1980) présente une synthèse des comportements observés dans le cas du comportement drainé (ou sec) ainsi que dans le cas du comportement non drainé sur lequel on revient dans le paragraphe suivant. On remarque sur la figure que, pour ce qui est du comportement drainé, le seul cas pour lequel on n'a pas stabilisation du matériau est celui où la sollicitation appliquée serait entièrement contenue dans le domaine surcaractéristique, auquel cas on observerait le développement d'un mécanisme de rochet.



Comportement cyclique non drainé : cas de la mobilité cyclique

Dans le cas non drainé, les propriétés de contractance ou de dilatance du sable vont maintenant se traduire par une accumulation progressive de surpressions interstitielles d'origine « anélastique », venant se rajouter à la surpression d'origine « élastique ». Cette accumulation des surpressions réduit d'autant le niveau des contraintes effectives régnant au sein du matériau, pouvant ainsi le conduire éventuellement jusqu'à la rupture. Deux mécanismes très différents, correspondant au cas des sables denses (dilatants en monotone) d'une part et au cas des sables lâches (uniquement contractants en monotone) d'autre part, vont pouvoir conduire à la ruine du matériau avec accumulation de grandes déformations. Dans les deux cas, le mécanisme de ruine (rupture) peut être directement relié au comportement observable sous chargement monotone. Dans le cas des sables denses, on parle de mobilité cyclique et, dans le cas des sables lâches, de liquéfaction cyclique « vraie ». On s'intéresse tout d'abord, dans ce paragraphe, au cas de la mobilité cyclique. C'est ce phénomène, caractéristique des sables dans un état moyennement dense à très dense, qui a été, à l'origine, décrit et étudié par Seed dans ses travaux, puis par d'autres (en France, Mohkam, 1983) sous le nom de liquéfaction jusqu'à ce que ce phé-







nomène soit différencié du phénomène de liquéfaction vraie, au sens de l'instabilité, à partir des travaux de Castro (Castro, 1969 ; Castro et Poulos, 1977). Seed (1979) présente finalement une synthèse entérinant et distinguant clairement les deux phénomènes. La figure 15 montre un résultat typique de mobilité cyclique obtenu lors d'un cisaillement cyclique alterné non drainé réalisé à l'appareil triaxial sur le sable d'Hostun RF (Benahmed, 2001). Le comportement observé comporte deux régimes successifs bien distincts, avec une première phase, caractérisée par une génération progressive de surpressions interstitielles au sein de l'éprouvette dans un mécanisme « à un pic » par cycle, de très petites déformations sans pratiquement d'accumulation et donc stabilisation apparente du matériau sur une boucle d'accommodation très peu dissipative. Puis, dans une deuxième phase, on observe l'apparition rapide et l'établissement, en quelques cycles, d'un



deuxième régime, caractérisé par un mécanisme de génération de la surpression interstitielle « à deux pics » avec accumulation rapide de déformations de grande amplitude lors de la succession des cycles suivants, caractéristique d'un phénomène de rochet. La représentation de l'essai dans le plan des contraintes (q, p') montre clairement que le deuxième régime est initié lorsque le chemin des contraintes effectives franchit pour la première fois le seuil caractéristique, généralement lors d'une phase d'extension à l'appareil triaxial, avec formation d'une première boucle de dilatance. A partir de là, et de manière analogue aux observations faites dans le cas drainé, les phases de décharge (en compression et extension) deviennent fortement contractantes (alors qu'elles étaient quasi élastiques dans le premier régime), entraînant le développement de fortes surpressions interstitielles d'origine plastique et une migration rapide du chemin des contraintes effectives vers l'origine et des valeurs très faibles de p'. En régime ultime « stabilisé », on observe un mécanisme en « ailes de papillon », avec une boucle de dilatance ultime de compression et une boucle d'extension.

Ce mécanisme est caractérisé par deux passages, par cycle, par un état des contraintes effectives quasi nul ou nul, l'un en fin de décharge de compression et l'autre en fin de décharge d'extension (dans les deux cas, q et p' sont très proches de zéro). L'accumulation des grandes déformations se fait au passage par ces états ponctuels pour lesquels les efforts aux contacts intergranulaires sont très faibles. Lors de la recharge suivante, le matériau est « restabilisé » et regagne de la résistance en dilatance (durcissement), ce qui « pérennise » le mécanisme et permet de le reproduire un certain nombre de fois à l'appareil triaxial. L'essai, cependant, est arrêté lorsque les déformations axiales deviennent trop grandes et dépassent les capacités du dispositif. Le terme de « mobilité cyclique » provient de ce caractère répétitif observé à l'appareil triaxial avec accumulation séquentielle et « limitée » sur chaque cycle, de grandes déformations (mobilité).

L'initiation et le développement de la mobilité cyclique vont dépendre, en plus des paramètres intervenant de manière classique sur le comportement observé sous chargement monotone, de paramètres caractéri-



sant la sollicitation cyclique (amplitude, caractère alterné ou non des cycles, symétrie, etc.) pour lesquels on donne quelques éléments dans le paragraphe 5.

Comportement non drainé : cas de la liquéfaction cyclique « vraie »

Dans le cas des sables dans un état lâche à très lâche, uniquement contractants, c'est un mécanisme différent de celui mis en jeu dans la mobilité cyclique, et très similaire à l'instabilité responsable du phénomène de liquéfaction « statique », qui va conduire, dans le cas cyclique, à la liquéfaction « vraie » du matériau, au sens de l'écoulement. La figure 16 montre, dans les mêmes plans que ceux utilisés pour l'essai de mobilité cyclique, un résultat typique obtenu à l'appareil triaxial sur le sable d'Hostun pour un chargement alterné (Benahmed, 2001). On observe une première phase de l'essai au cours de laquelle la surpression interstitielle croît régulièrement de manière analogue à ce qui se passe pour le sable dense (avec un taux cependant supérieur) avec, en apparence, un comportement du type accommodé. Puis, pour un cycle particulier, appelé cycle critique, on observe, sur la courbe de cisaillement, une brusque chute de résistance avec développement rapide de très grandes déformations, accompagnée d'une forte augmentation de la surpression interstitielle au sein de l'éprouvette et apparition d'un état ultime à très faible résistance. On a alors interruption de l'essai par perte d'asservissement du dispositif. L'allure du chemin des contraintes effectives dans le plan (q, p') montre que l'on a affaire, pour ce cycle critique, à un comportement très similaire au phénomène de liquéfaction statique décrit plus haut.

Ce type de comportement, appelé liquéfaction cyclique « vraie », correspond donc à un mécanisme d'instabilité, différent du mécanisme mis en jeu dans le phénomène de mobilité cyclique, et beaucoup plus dommageable que celui-ci. L'étude des seuils d'initiation du phénomène montre (Canou *et al.*, 1994 ; Benahmed *et al.*, 1999) que ceux-ci sont très similaires à ceux déterminés dans le cas monotone et que la notion de surface d'effondrement ou d'instabilité doit pouvoir s'appliquer ici aussi, avec les mêmes limitations que celles avancées pour le cas monotone. Il resterait à préciser si les seuils correspondant à la réponse cyclique sont exactement les mêmes que ceux correspondant au comportement monotone. En ce qui concerne les états ultimes obtenus après effondrement, on retrouve les notions d'état critique et d'état stable dont on a parlé, là aussi, pour le cas monotone.

Comme pour la mobilité cyclique, l'amorce et le développement du phénomène de liquéfaction cyclique vont dépendre des mêmes paramètres que ceux intervenant dans le cas de la liquéfaction statique (comportement « enveloppe »), combinés avec des paramètres liés aux caractéristiques de la sollicitation cyclique appliquée (amplitude, caractère alterné ou non, symétrie des cycles, nombre, etc.). On revient sur ce point dans le paragraphe suivant.

5

Synthèse des comportements observés. Recherche d'un cadre conceptuel global

La description des comportements non drainés des sables reconstitués en laboratoire, sous cisaillement

monotone et cyclique, montre que ceux-ci sont assez divers, fortement non linéaires, mais obéissent à des règles assez précises contrôlées par leur comportement volumique. On constate, de plus, de fortes analogies entre comportement monotone et cyclique, le comportement monotone formant en quelque sorte une « enveloppe » pour le comportement cyclique. Ceci conduit à rechercher un cadre conceptuel global qui permettrait d'interpréter de manière cohérente, à partir de quelques concepts unificateurs, les comportements non drainés observés, à la fois sous chargement monotone et sous chargement cyclique. Dans le cas des sables de densité moyenne à forte, le diagramme de Luong (1980), basé sur le concept d'état caractéristique, (cas du triaxial, Fig. 15) fournit un cadre cohérent permettant de prévoir les comportements observables sous chargement monotone et cyclique non drainé (réponse cyclique du type mobilité cyclique). Il s'agit ici d'essayer de généraliser ce type de représentation pour pouvoir prendre en compte le cas des sables liquéfiables au sens de l'instabilité, dont la rupture sous cisaillement cyclique n'est plus contrôlée par l'état caractéristique mais par un seuil d'instabilité. La figure 17 montre un exemple possible d'une telle représentation, pour une configuration de sable dans un état lâche (Fig. 17a) et dans un état dense (Fig. 17b). L'idée est ici d'essayer d'englober à la fois les notions d'état caractéristique et de seuil d'effondrement en vue de prévoir l'initiation et le développement de la liquéfaction ou de la mobilité cyclique en fonction du point représentatif de l'état initial du matériau dans l'espace (q, p', e), des caractéristiques de la sollicitation cyclique et des positions relatives du seuil caractéristique et du seuil d'instabilité. L'hypothèse retenue ici pour le seuil d'instabilité est celle de Sladen et al. (1985), qui définit



une droite d'effondrement ou d'instabilité (LEF) passant par le pic de résistance et l'état stable correspondant. Pour la configuration de type « lâche » (Fig. 17a), correspondant à de faibles ou très faibles niveaux de résistance mobilisables à l'état stable (éventuellement zéro), on aura généralement liquéfaction, sauf pour des états initiaux particuliers tels que le point G sur la figure ou le point B (dans le cas de faibles amplitudes de sollicitation). Pour la configuration du type « dense », on aura généralement mobilité cyclique (et l'on retrouve dans ce cas la configuration de Luong, Fig. 14) sauf pour des états initiaux tels que les points D, E ou G, qui correspondront généralement à de forts niveaux de consolidation (isotrope ou anisotrope), pour lesquels le chemin de contrainte rencontrera d'abord la droite d'instabilité (LEF) et non le seuil caractéristique (LCA). Il est clair que si l'on prend une autre hypothèse sur le seuil d'instabilité (par exemple, passage du seuil par l'origine des axes), un autre schéma devra être imaginé pour rendre compte des différents comportements observables. Il est à noter, par ailleurs, que, si le seuil caractéristique peut être, avec une assez bonne approximation, considéré comme unique (l'angle caractéristique peut être assimilé à l'angle de frottement critique), il est nécessaire de donner une description de l'évolution de l'inclinaison de la droite d'instabilité pour des états initiaux situés en limite d'une plage moyenne et l'on n'a donc pas unicité du seuil d'instabilité (Canou et al., 1990).

Conclusion

6

On a tenté de faire le point, dans ce texte, sur les mécanismes et comportements mécaniques élémentaires qui sont à l'origine des ruptures et des dégâts souvent spectaculaires constatés, généralement sur des sites saturés à dominante sableuse (naturels ou artificiels tels que barrages en terre, îles artificielles), lors de l'application de sollicitations rapides telles que séismes, raz-de-marée, chocs importants, etc. Ces ruptures, connues sous le nom générique de « liquéfaction », ont pour origine une perte importante et soudaine de la résistance au cisaillement du sol résultant d'une génération de surpressions interstitielles élevées entraînant une chute importante du niveau des contraintes effectives régnant au sein du matériau, qui va entraîner un comportement temporairement semblable à celui d'un liquide épais, avec toutes les conséquences associées (écoulements et déplacements importants du sol, lorsque les configurations s'y prêtent, avec entraînement éventuel d'ouvrages, perte de portance pour les structures de génie civil, avec enfoncement et basculement, etc.). Dans le cas cyclique, deux phénomènes bien distincts, à savoir la liquéfaction « vraie » et la mobilité cyclique, peuvent être à l'origine de cette perte de résistance. Dans les deux cas, les mécanismes élémentaires correspondants sont caractérisés par un comportement à volume constant ou pratiquement constant (faible compressibilité), qui est généralement observé en mécanique des sols pour les matériaux saturés en comportement non drainé.

La liquéfaction « vraie » est de loin le phénomène le plus dangereux, et correspond à une instabilité parti-

culière caractéristique des sables uniquement contractants (en général, structures lâches à très lâches), susceptibles de développer des surpressions interstitielles très élevées en non drainé. Il peut être initié sous un chargement monotone ou cyclique (quasi statique ou dynamique) et va, lorsque la configuration s'y prête, se développer sous forme d'un écoulement, avec chute rapide et pérenne de résistance au cisaillement non drainé jusqu'à une valeur ultime de très faible niveau (voire nulle dans le cas de la liquéfaction totale). C'est ce phénomène qui sera par exemple à l'origine des écoulements quasi spontanés qui sont parfois observés dans des massifs naturels ou artificiels et qui correspondent à un état initial très instable du matériau.

La mobilité cyclique, quant à elle, est caractéristique des structures dilatantes (sables moyennement denses à très denses) et ne peut se développer que sous chargement cyclique (quasi statique ou dynamique), avec un mécanisme de génération de fortes surpressions interstitielles de contractance lors des phases de décharge au cours de l'application de la sollicitation. Ce type de comportement, qui ne constitue pas une instabilité au sens utilisé ci-dessus, se traduit par l'apparition d'états transitoires du matériau à contrainte effective nulle ou quasi nulle pouvant quand même entraîner, si la configuration s'y prête, des dégâts importants (enfoncement et basculement d'ouvrages). Un écoulement au sens de la liquéfaction « vraie » décrite ci-dessus ne pourra cependant pas se développer dans un tel matériau (blocage de l'écoulement par dilatance).

En situation réelle, le déclenchement et le développement d'écoulements dans un massif sableux est un problème très complexe à prévoir, dans la mesure où, bien que contrôlés à la base par les mécanismes décrits ci-dessus, les phénomènes d'écoulement vont aussi fortement dépendre des conditions spécifiques existant sur le site, en termes d'état initial, d'hétérogénéité, de conditions aux limites, autant de facteurs souvent difficiles à évaluer précisément. Le caractère souvent régressif des écoulements ainsi que les phénomènes de redistribution et de dissipation des surpressions interstitielles au sein du matériau viennent aussi fortement compliquer l'analyse d'un problème réel.

On n'a pas abordé, dans ce texte, le problème de la modélisation des comportements observés, qui constitue en soi un vaste domaine, l'objectif final étant la prévision du comportement des massifs dans des problèmes aux limites réels. Il convient simplement de noter qu'il existe actuellement un assez grand nombre de modèles « macroscopiques », que l'on peut regrouper en différentes familles, qui permettent de rendre compte des comportements décrits ci-dessus, sous chargement monotone et cyclique, tout d'abord sur essai homogène puis dans des problèmes aux limites plus complexes, mais que l'exercice dans ce dernier cas reste très difficile. Les modèles basés sur des approches du type micro-macro commencent à se développer dans ce domaine et constituent une voie certainement prometteuse en vue de mieux comprendre les phénomènes physiques qui sont à l'origine des comportements macroscopiques observés, ainsi qu'un terrain de collaboration privilégié entre mécaniciens des sols, mécaniciens et physiciens des milieux granulaires.

Bibliographie

- 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'ENPC, 2001, 351 p.
- Benahmed N., Canou J. Dupla J.-C. «Influence des conditions initiales et du type de chargement sur la stabilité du comportement non drainé d'un sable lâche ». C.R. 12th Europ. Conf. of Soil Mechanics and Found. Eng., Amsterdam, vol. 2, 1999, p. 687-690.
- Bjerrum L., Krinstad S., Kummeneje O. «The shear strength of a fine sand ». Proc. 5th Intern. Conference on Soil Mechanics and Found. Eng., Paris, vol. 1, 1961, p. 29-37.
- Blondeau F. « Incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique ; application au glissement sous-marin du port de Dunkerque ». Revue française de géotechnique, n° 37, 1986, p. 72-80.
- Canou J. « Liquéfaction statique des sables effondrables ». Conférence au Comité français de mécanique des sols, octobre, Paris, 1987.
- Canou J. « Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable ». Mémoire de thèse de doctorat de l'ENPC, 1989, 337 p.
- Canou J., El Hachem M., Kattan A. « Propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche ». *Les Cahiers de Rhéologie*, 8, n° 4, 1990, p. 207-218.
- Canou J., Bahda F., Saïtta A., Dupla J.-C. « Initiation de la liquéfaction des sables sous chargement monotone et cyclique ». Proc. 13th Intern. Conference on Soil Mechanics and Found. Eng., New Delhi, 1994, p. 1297-1300.
- Canou J., Thorel L., de Laure E. «Influence d'un déviateur de contrainte initial sur les caractéristiques de liquéfaction statique d'un sable ». Proc. 10th Europ. Conf. On Soil Mechanics and Found. Eng., vol. 1, 1991, p. 49-52
- Casagrande A. « Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review ». 5th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Buenos Aires, vol. 5, 1975, p. 79-133.
- Castro G. « Liquefaction of sands ». Ph.D. thesis, Harvard Soil Mechanics Series, n° 81, Harvard Univ., Cambridge, USA, 1969, 112 p.
- Castro G., Poulos S.J. « Factors affecting liquefaction and cyclic mobility ». *Journ.* of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, 103, n° 6, 1977, p. 501-515.
- Darve F. « Liquefaction phenomenon : modelling, stability and uniqueness ». Proc. Intern. Conf. on Numerical Analysis of Liquefaction Problems, Davis, USA, 1993, p. 1305-1319.
- Darve F., Laouafa F. « Liquéfaction et stabilité dynamique ». CR 5^e Colloque National de l'AFPS, Cachan, 1999, p. 123-132.
- Drucker D.C. « A more fundamental approach to stress-strain relations ». Proc. First US Nation. Congress of Applied Mechanics, 1951, p. 487-491.

- Dupla J.-C., Canou J., Normand P., Piffer L.-« Influence of loading path on the liquefaction characteristics of a sand ». 11th Europ. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Copenhague, vol. 3, 1995, p. 55-60.
- Flavigny E., Foray P. « Comportement mécanique des sables sur chemins non drainés et liquéfaction ». 1^{er} colloque national de génie parasismique, St-Rémy-lès-Chevreuse, 1986.
- De Gennaro V., Canou J., Dupla J.-C. « Conditions of initiation of liquefaction of a loose sand under cyclic loading ». Proc. 7th Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Adelaïde, 1996, p.299-303.
- Habib P. « Liquéfaction des sables ». Annales de l'ITBTP, n° 355, 1977, p. 155-157.
- Hazen « Hydraulic fill dams ». ASCE transactions, 83, 1920, p. 1713-1745.
- Highter W.H., Tobin R.F. « Flow slides and the undrained brittleness index of some mine tailings ». *Mechanics of landslides and slope stability*, S.L. Koh Eng. Geology edit., 1980, p. 71-82.
- Hill R. « A general theory of uniqueness and stability in elasto-plastic solids ». Journal of Mechanics and Physics of Solids, 6, 1958, p. 236-249.
- Ibraim E., Doanh T. « Minimum undrained strength of anisotropically consolidated loose Hostun sand RF ». Proc. Conf. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, 1997, p. 623-628.
- Ishihara K. « Liquefaction and flow failure during earthquakes ». Géotechnique, 43, n° 3, 1993, p. 351-415 (The Rankine Lecture).
- Konrad J.-M. « Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands ». Journ. of Geotechn. Eng. Div., ASCE, vol. 116, n° 6, 1990, p. 948-963.
- Konrad J.-M., Flavigny E., Mégachou M. « Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche ». Revue française de géotechnique, n° 54, 1991, p. 53-64.
- Koppejan A.W., Van Wamelen B.M., Weinberg L.J.H. – « Coastal landslides in the Dutch province of Zealand ». Proc. 2nd Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Rotterdam, 1948, p. 89-96.
- Kramer S.L., Seed H.B. « Initiation of soil liquefaction under static loading conditions ». Journ. of Geotechnical Eng., ASCE, vol. 114, n° 4, 1988, p. 412-430.
- Lade P.V. « Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes ». Journal of Geotechnical Eng., ASCE, vol. 118, n° 1, 1992, p. 51-71.
- Lade P.V., Nelson R.B., Marvin Ito Y. «Instability of granular materials with non associated flow ». Journal of Eng. Mechanics, vol. 114, n° 12, 1988, p. 2173-2191.
- Lade P.V., Pradel D. « Instability and plastic flow of soils. I : experimental observations ». *Journal of Eng. Mechanics*, vol. 116, n° 11, 1990, p. 2532-2550.
- Lanier J., Di Prisco C., Nova R. « Étude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun». Revue française de géotechnique, nº 57, 1991, p. 59-74.

- Luong M.P. « Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents ». *Revue française de géotechnique*, n° 10, 1980, p. 39-53.
- Matiotti R., Ibraim E., Doanh T. « Comportement non drainé du sable d'Hostun RF très lâche en condition anisotrope ». Revue française de géotechnique, n° 75, 1996, p. 35-46.
- Mégachou M. « Stabilité des sables lâches : essais et modélisations ». Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 1993.
- Mohkam M. α Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques ». Thèse de doctorat de l'Université de Grenoble, 1983, 232 p.
- Poulos S.J. « The steady state of deformation ». Journ. of the Geotechn. Eng. Div., ASCE, vol. 107, n° GT5, 1981, p. 553-562.
- Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P. « On the yielding of soils ». *Géotechnique*, vol. 8, n° 1, 1958, p. 22-52.
- Schlosser F. « Liquéfaction de veines de sable lâche dans des talus sous-marins ». C.R. 11th Intern. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engin., San Francisco, 1985.
- Schofield A.N., Wroth C.P. « Critical state soil mechanics ». *McGraw-Hill*, London, 1968.
- Seed H.B. « Landslides during earthquakes ». Journ. of the Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, vol. 94, n° 5, 1968, p. 1053-1122.
- Seed H.B. « Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes ». Journ. of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, vol. 105, n° 2, 1979, p. 201-255.
- Seed H.B. « Stability of port fills and coastal deposits ». 7th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., vol. 2, 1983, p. 31-41.
- Seed H.B., Idriss I.M. « Analysis of soil liquefaction : Niigata earthquake ». Journ. of the Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, vol. 93, n° 3, 1967, p. 83-108.
- Sladen J.A., d'Hollander R.D., Krahn J. «The liquefaction of sands, a collapse surface approach ». Canadian Geotechnical Journal, vol. 22, 1985, p. 564-578.
- Tatsuoka F., Ishihara K. « Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction ». Soils and Foundations, vol. 14, n° 3, 1974, p. 51-65.
- Terzaghi K. « Erdbaumechanik auf Badenphysikalischer Grundlage ». Deuticke Edit., Vienna, 1925.
- Terzaghi K. « Varieties of submarine slope failures ». Harvard Soil Mech. Series, n° 52, 1956, 16 p.
- Vaid Y.P., Chern J.C. « Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands », Advances in the art of testing soils under cyclic loading, 1985, p. 120-147.
- Verdugo R.L. « Characterization of sandy soilbehaviour under large deformation ». Ph.D. dissertation, University of Tokyo, 1992, 455 p.

Ancrages passifs verticaux et calcul à la rupture

Résume

La méthode cinématique du calcul à la rupture fournit un éclairage intéressant pour les justifications de stabilité de radiers soumis à des sous-pressions équilibrées par des ancrages verticaux passifs scellés dans le sol sur toute leur longueur. L'article présente les types de mécanismes qu'il convient de prendre généralement en compte pour justifier la longueur des ancrages, notamment lorsque la résistance du sol est caractérisée par un critère de Coulomb tronqué en traction.

Mots-clés : ancrage, calcul à la rupture, coupure de résistance à la traction.

Passive vertical anchors and Yield design theory

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 septembre 2002.

P. VEZOLE

EIFFAGE Construction

3, av. Morane-Saulnier

78140 Vélizy-Villacoublay

Abstract

In the Yield design theory, the kinematic approach provides an interesting light on the justification of slabs submitted to upwards pressures, which are equilibrated by passive vertical anchors, anchored along their full length. The paper presents the most relevant mechanisms to be considered when justifying the anchors length. A special attention is given to case when the soil shear strength is characterised by a Coulomb criterion with a tension cut-off.

Key words : anchor, Yield design theory, tension cut-off.

Introduction

De plus en plus nombreux sont les projets qui comportent des radiers sollicités par des sous-pressions équilibrées au moyen d'ancrages verticaux scellés sur toute leur longueur, que l'on baptise selon le cas tirants, ancrages ou micropieux. Les projeteurs chargés de leur dimensionnement ou de leur justification se réfèrent soit au fascicule 62 titre V du CCTG, soit au DTU 13.2, soit aux Recommandations TA 95, soit encore à l'ENV 1997 (Eurocode 7). On constate que, dans la pratique, les projeteurs se heurtent à des difficultés diverses, d'une part dans l'identification des mécanismes qui conditionnent l'équilibre statique (choix de la longueur des ancrages), et d'autre part pour choisir les coefficients partiels de sécurité et de pondération des justifications de résistance.

La méthode cinématique du calcul à la rupture permet d'apprécier la résistance disponible résultant des forces de pesanteur, du frottement latéral limite et de la résistance au cisaillement du sol.

Le présent article rappelle quelques éléments fondamentaux de la méthode cinématique du calcul à la rupture, puis aborde la physique du problème avant d'évoquer l'application de la méthode des états limites pour la justification des projets.

A propos de la méthode cinématique du calcul à la rupture

Ce paragraphe s'adresse aux lecteurs qui ne sont pas familiarisés avec la méthode cinématique du calcul à la rupture (méthode malheureusement peu populaire en France) et qui, ignorants des principes de base, ne pourraient qu'éprouver les plus grandes difficultés à comprendre la suite de l'article.

Sol obéissant au critère de Coulomb

Nous ne prendrons pas le risque de faire un mauvais résumé des ouvrages de référence rédigés par Chen ou par Salençon, dont on ne peut que conseiller la lecture. Nous nous limiterons à quelques indications relatives à des cas de mécanismes de rupture par blocs, en géotechnique, au travers d'exemples simples.

On envisage un mécanisme de géométrie donnée ; un ou plusieurs blocs sont animés par un champ de vitesses virtuelles « cinématiquement admissible » (en 2D, un bloc est soumis à une rotation autour d'un point – une translation étant une rotation autour d'un centre à l'infini – ; en 3D, un champ de vitesses virtuelles affecté à un bloc rigide est une rotation autour d'un axe accompagnée d'une translation parallèle à ce même axe, soit un mouvement de tire-bouchon – une translation ou une rotation en sont des cas particuliers que l'on utilise le plus souvent –) ; on écrit le bilan des puissances virtuelles : pesanteur, actions diverses, résistances ; le long d'une surface de discontinuité de vitesse (limite entre un bloc en mouvement et le massif immobile ou limite entre deux blocs en mouvement), on prend en compte la résistance la plus importante compatible avec le seul critère de résistance du matériau (sans préjuger de la distribution des contraintes). Il y a certitude d'instabilité si la puissance des efforts extérieurs est supérieure à la puissance maximale des efforts résistants (condition d'instabilité), et présomption de stabilité si, quel que soit le mécanisme envisagé, la puissance des efforts extérieurs reste inférieure ou égale à la puissance maximale des efforts résistants (il ne peut y avoir que présomption ne serait-ce que parce que l'on n'a pas, sauf exception, la certitude d'avoir envisagé le mécanisme le plus défavorable).

Étudions le cas, on ne peut plus élémentaire, représenté sur la figure n° 1 : le bloc ABCD repose sur un massif semi-infini ; le long de CD, la résistance est exprimée au moyen du critère de Coulomb :

 $|\tau| \leq \sigma \tan(\phi) + c$



L'écriture usuelle de l'équilibre du bloc, soumis à son poids G, à une force verticale V et à une force horizontale H, est :

$$|H| \leq (G + V).tan(\phi) + c.S$$

S étant la surface de contact.

Dans ce cas très simple, la méthode cinématique n'apporte rien, mais l'objet est ici de la comprendre.

On applique au bloc ABCD une vitesse v présentant un angle α avec l'horizontale. La puissance de G, V et H est d'écriture aisée :

$$\begin{split} P(G) &= -G. \ v.sin(\alpha) \\ P(V) &= -V.v.sin(\alpha) \\ P(H) &= H.v.cos(\alpha) \end{split}$$

Venons-en à la résistance le long de la surface de rupture ; sur la figure 2a, on envisage $\alpha < \phi$; le long de la surface de rupture envisagée CD, la contrainte prise le long de la limite du critère de résistance (σ , $\tau = \sigma.tan(\phi) + c)$ sur une partie élémentaire de surface dS fournit la puissance :

$$dP = dS.[\sigma.sin(\alpha) - \tau.cos(\alpha)].v$$

soit, pour la valeur la plus résistante de τ compatible avec σ :

 $dP = dS.[\sigma.sin(\alpha - \phi)/cos(\phi) - c cos(\alpha)].v$

 $\begin{aligned} & \sin(\alpha-\phi) < 0 \text{ puisque } \alpha < \phi \text{ ; en faisant tendre } \sigma \text{ vers l'infini,} \\ & a \text{ recherche de la contrainte la plus résistante compatible} \\ & a \text{ avec le critère (détermination de l'effort résistant maximal),} \\ & \text{ on obtient un effet résistant infini. Si } \alpha \text{ est choisi inférieur } a \phi, \text{ le mécanisme n'est pas pertinent.} \end{aligned}$

Sur la figure 2b, on envisage $\alpha \geq \phi$; la contrainte du domaine de résistance la plus stabilisatrice est alors :

 $\sigma = - c/tan(\phi)$

elle apporte :

 $dP = - dS.c.v. \sin(\alpha)/\tan(\phi)$

soit $P = -S.c.v.sin(\alpha)/tan(\phi)$

La somme des puissances virtuelles est alors :

 $W = H.v.cos(\alpha) - (G + V).v.sin(\alpha) - S.c.v.sin(\alpha)/tan(\phi)$ Si W est positive pour au moins une valeur de α , l'équilibre est instable.

 $W = v.cos(\alpha).[H - (G + V + S.c/tan(\alpha)).tan(\alpha)]$

La valeur limite de H compatible avec l'équilibre est, en fonction de $\alpha \ensuremath{(\geq \phi)}$:

Hlim = $(G+V+S.c/tan(\varphi)).tan(\alpha)$

La plus petite valeur de Hlim est donc (G + V).tan(ϕ) + S.c ; elle est obtenue pour $\alpha = \phi$.



La théorie du calcul à la rupture conduit en fait à ne se préoccuper que du cas $\alpha = \varphi$, sans passer par les détours précédents, qui n'ont pour objet que de faire percevoir cette règle à un lecteur non familiarisé avec la méthode cinématique (on trouve la démonstration de cette règle dans l'ouvrage de Salençon).

Un mécanisme constitué d'un seul bloc est tel que la vitesse virtuelle présente en tout point de la surface de discontinuité de vitesse (surface de rupture) un angle égal à φ . Si le mécanisme comporte plusieurs blocs animés de vitesses virtuelles différentes, le long

de la surface de discontinuité séparant deux blocs (ou un bloc et la partie immobile du massif), la différence de vitesses présente un angle égal à ϕ avec cette surface.

La figure 3 représente un mécanisme de rupture dans le cas de l'étude de stabilité d'un talus en sol homogène et isotrope : on envisage une rotation autour du point O, et la ligne directrice, le long de laquelle la vitesse virtuelle présente un angle φ avec la tangente, est un arc de spirale logarithmique d'équation $R = R_{o}e^{\theta \tan(\phi)}$; contrairement à l'approche classique au moyen de cercles, qui exige de recourir à un artifice d'évaluation des contraintes normales pour disposer de valeurs de résistance (méthodes de tranches), la méthode cinématique n'appelle aucune hypothèse complémentaire ; on note que l'on retrouve la spirale de Rendulic, schéma selon lequel l'apport de o n'intervient pas dans l'écriture de l'équilibre en moment (forces élémentaires portées par des rayons). Les artifices associés aux méthodes tranches introduisent une incertitude ; nous avons un jour établi à l'aide de la méthode cinématique un abaque relatif à la stabilité des talus, que nous avons comparé à l'abaque de Taylor-Biarez, établi pour sa part au moyen d'une méthode de tranches ; les écarts n'excèdent guère 5 %, en plus ou en moins... sachant que la méthode cinématique ne peut pas conduire à un résultat conservatif (approche à coup sûr par l'extérieur de la sécurité).



FIG. 3 Méthode cinématique : cas d'un talus. Cinematic method in the case of a slope.

Abordons maintenant l'étude du « Coin de Coulomb » en sol homogène. La figure 4a traduit l'écriture usuelle, qui conduit à la résolution des équations :

$$E.cos(o) = R.sin(p - \phi)$$

 $G = R.cos(\beta - \phi) + E.sin(\delta)$

La figure 4b correspond à la méthode cinématique, qui conduit à l'équation :

 $G.sin(\beta - \phi).v = E.cos(\beta - \phi - \delta).v$

On obtient par les deux approches la même valeur de E en fonction de β , dont il reste à déterminer la valeur la plus défavorable. L'approche cinématique paraît plus simple, mais la simplicité serait comparable si, dans l'approche classique, on effectuait la projection sur la perpendiculaire à R au lieu de projeter sur la verticale et l'horizontale (équation unique, la même au facteur v près).



Passons au cas du sol multicouche, pour lequel l'avantage de la méthode cinématique devient évident. La figure 5a correspond à l'approche classique ; on ne sait résoudre le problème qu'en introduisant des hypothèses plus ou moins arbitraires quant aux valeurs respectives attribuées à R₁, R₂ et R₃. La figure 5b traduit l'approche cinématique : le choix de l'angle γ figeant l'orientation de la vitesse v détermine les angles β_1 (= $\gamma + \phi_1$), β_2 et β_3 ; la géométrie est alors figée, et G est facile à calculer ; on n'a besoin de résoudre qu'une seule équation, sans qu'il soit nécessaire de faire appel à une quelconque hypothèse complémentaire ; il reste évidemment à déterminer la valeur la plus défavorable de l'angle γ .

Critère de Coulomb tronqué en traction

La résistance d'un sol à des contraintes de traction est un domaine que l'on n'explore qu'exceptionnellement lorsqu'on mesure sa résistance. Et si une résistance en traction existe, elle présente généralement un caractère de fragilité et il n'est donc pas raisonnable de la prendre en compte dans la justification de stabilité d'un ouvrage courant. On peut alors utiliser un « critère tronqué en traction », tel que schématisé sur la figure 6 ; le domaine de résistance du matériau est constitué d'une partie du cercle de Mohr correspondant à la compression simple et de deux demi-droites tangentes, de pentes égales à $\pm \tan(\varphi)$, étant entendu que certains sols présentent d'autres critères de résistance (par exemple critère parabolique).



FIG. 5 Coin de Coulomb en sol multicouche. Coulomb's wedge, multilayer soil mass.



Malheureusement, lorsqu'on utilise un critère tronqué, on perd le bénéfice de la simplicité de n'avoir à envisager que des mécanismes où la différence de vitesses présente un angle égal à φ avec les surfaces de rupture (l'angle peut être supérieur à φ). On peut trouver dans l'ouvrage de Jean Salençon l'étude de la stabilité d'une falaise verticale, où le critère tronqué conduit à une hauteur limite près de deux fois plus petite que le critère « complet » de mêmes valeurs de c et φ , et ceci au travers d'un mécanisme tout à fait différent. Nous pourrons constater ci-après que le fait de tronquer le critère de Coulomb complique très nettement l'étude des ancrages verticaux.

Ancrage isolé, sol sans cohésion



Sol homogène

Un ancrage vertical est scellé sur toute sa hauteur h dans un massif homogène et isotrope de sol frottant et de cohésion nulle ; la surface du massif est horizontale (Fig. 7).





On applique une force axiale F. La rupture peut être gouvernée par la résistance de l'armature, le frottement latéral limite, et/ou le sol (résistance au cisaillement et poids volumique) ; on ne se préoccupera pas ici de la résistance de l'armature.

La défaillance supposée liée au seul frottement latéral limite (supposé constant le long de l'ancrage) correspond à une force limite :

$F_{lim1} = \pi.\phi.h.q_s$

Note : une application rigoureuse de la méthode cinématique nécessite d'écrire d'abord une équation en puissances ; lorsque v apparaît en facteur dans les deux termes de l'équation, on peut omettre son écriture, comme nous le ferons tout au long du présent article (sous réserve bien entendu que le signe de v soit pertinent).

Le problème est axisymétrique, et pour traiter une rupture du sol, on envisage une vitesse virtuelle verticale ascendante. Une surface axisymétrique qui présente en tout point un angle égal à φ avec la verticale est une portion de cône d'axe vertical confondu avec celui de l'ancrage.

La défaillance supposée liée au seul angle de frottement interne correspond ainsi à un tronc de cône d'angle au sommet égal à φ , et de petite base correspondant à la section de l'extrémité inférieure du forage ; dans la pratique, on néglige le plus souvent le diamètre du forage pour apprécier ce volume, ce qui conduit à :

$F_{lim2} = \pi .h^3.\gamma .tan^2(\phi)/3$

 γ étant le poids volumique « utile » (déjaugé dans le cas de la sous-pression).

La figure 8 présente l'évolution de F_{limt} et F_{lim2} en fonction de h. On constate que pour de faibles valeurs de h, c'est le soulèvement d'un cône de sol qui conduit à la plus faible résistance, tandis que pour de grandes valeurs de h, c'est le frottement latéral.

Les deux modes de rupture envisagés jusqu'ici sont en fait deux cas particuliers (a = 0 et a = h) du mécanisme schématisé sur la figure 9, conditionné pour partie par le frottement latéral et pour le reste par la résistance du sol.

Il convient donc de déterminer la valeur la plus défavorable de la longueur a, la résistance limite étant la somme du poids du cône de hauteur (h - a) et du frottement latéral limite sur la longueur a :

 $F_{lim3} = min[\pi.\phi.q_s.a + \pi.(h-a)^3.\gamma.tan^2(\phi)/3]$







La figure nº 10 montre l'évolution de Filma en fonction de h ; les courbes précédentes y sont rappelées en pointillés.

Pour h < h_c, le sommet du cône est confondu avec l'extrémité de l'ancrage, et pour h > h_c, le cône est de hauteur égale à her.

La longueur critique h_{cr} est solution de : $\phi.q_s = \gamma.(h_{cr}.tan(\phi))^2$



Nous avons négligé, pour l'appréciation du volume, le diamètre de l'ancrage ; les formulations peuvent aisément être adaptées pour les cas où le diamètre et le poids volumique de l'ancrage sont susceptibles de jouer un rôle significatif.



Sol stratifié

Les strates sont supposées horizontales. Le cône précédent devient un ensemble de troncs de cônes comme l'indique la figure 11, l'angle de cône intéressant chaque sol étant égal à son angle de frottement interne.

Contrairement au cas du sol homogène, la hauteur critique n'est pas toujours unique ; on se reportera utilement à l'annexe 1 qui présente un exemple de conditions conduisant à plusieurs valeurs de h_{cr} ; pour la justification d'un ouvrage, il faut bien entendu déterminer le cas le plus défavorable.



Ancrage isolé, cohésion non nulle

4.1

Critère de Coulomb « complet »

Le théorème des états correspondants permet de substituer au problème celui d'un sol purement frottant et soumis à une pression extérieure de valeur $c/tan(\phi)$. Voir la figure n° 12a pour un sol homogène.



$$F_{1m2} = \pi .h^3.\gamma .tan^2(\phi)/3 + \pi .h^2.tan(\phi).c$$

et F_{iim3} a pour expression :

$$\begin{split} F_{lim3} &= \min \; [\pi.\varphi.q_s.a + \pi.(h-a)^3.\gamma'.tan^2(\phi)/3 \\ &+ \pi.(h-a)^2.tan(\phi).c] \; en \; fonction \; de \; a \end{split}$$

On retrouve la notion de h_{cr}, solution cette fois de :

 $\phi.q_s = \gamma.(h_{cr}.tan(\phi))^2 + 2.c.h_{cr}.tan(\phi)$

Dans le cas d'un sol stratifié, la prise en compte de la cohésion au moyen du théorème des états correspondants conduit à des mécanismes dont la géométrie est conditionnée par les angles de frottement interne, avec sur chaque interface des pressions correspondant aux caractéristiques de chaque sol, selon les indications de la figure 12b.

4.2

Critère de Coulomb tronqué en traction

La prise en compte de ce critère dans un calcul à la rupture au moyen de la méthode cinématique conduit à envisager des surfaces de rupture moins évidentes. Paradoxalement, il est alors plus facile d'aborder un ensemble d'ancrages répartis selon une trame qu'un ancrage isolé. Nous allons donc traiter le cas d'une trame avant de revenir à l'ancrage isolé.

Ancrages répartis selon une trame

Deux ancrages voisins ne doivent pas mobiliser un même volume de sol

Bien que l'on puisse envisager des répartitions complexes (par exemple lorsque le radier est simultanément équilibré par des charges de poteaux), il est souvent raisonnable d'associer à chaque ancrage un volume limité par des plans verticaux dont la trace dans le plan horizontal définit des « cellules » avec un ancrage au centre de chaque cellule et, pour des sols sans cohésion, un schéma de rupture selon des cônes, comme cela est présenté sur la figure 13 pour un sol homogène.



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 98 1º trimestre 2002



Il est intéressant de remarquer qu'en sol homogène, au-delà d'une certaine longueur, une variation de position du sommet du cône dh, pour une trame rectangulaire a x b, se traduit par une variation de volume dh.a.b, et donc si $q_s > a.b.\gamma'/(\pi.\phi)$, l'extrémité de l'ancrage impose la position du sommet du cône (des précautions s'imposent pour étendre cette remarque à des sols stratifiés).

Pour un sol purement frottant, le calcul du volume de sol associé à un ancrage relève usuellement dans la pratique de méthodes numériques, ou d'un recours à des abaques (TA95). On peut néanmoins signaler que ce volume peut aussi être déterminé au moyen d'une intégration analytique. L'annexe 2 présente une telle intégration dans les cas simples d'un sol homogène et d'une trame carrée ou triangulaire.

5.5

Motif de la trame et axisymétrie

Pour un sol purement frottant, avec une trame assez serrée et des ancrages assez longs pour que les cônes voisins soient sécants au-dessous de la sous-face du radier, le frottement latéral étant supposé surabondant, on peut aisément définir l'épaisseur moyenne du massif de sol solidaire des ancrages.

Le calcul analytique est présenté dans l'annexe 2, pour une trame carrée, puis pour une trame triangulaire.

L'erreur commise en substituant au motif carré ou hexagonal un motif circulaire dont la section horizontale a la même aire est petite devant les incertitudes relatives à la géométrie et à la résistance au cisaillement des sols. Nous admettrons, sans être en mesure de le démontrer, que l'erreur reste acceptable dans le cas du critère de Coulomb tronqué en traction ; le modèle axisymétrique permet en effet de se ramener à une géométrie bidimensionnelle et de déterminer sans difficulté majeure un mécanisme que l'on peut présumer être le plus défavorable.

5.3

Critère de Coulomb tronqué en traction, sol homogène

Le vecteur vitesse virtuelle est vertical. La surface de rupture que l'on cherche est axisymétrique. La figure 14 représente, en un point de la surface de rupture, le domaine de résistance. Si α est inférieur à φ , il existe dans le domaine de résistance des contraintes susceptibles d'équilibrer n'importe quel chargement ; pour que la surface de discontinuité soit pertinente, il faut donc respecter en tout point $\alpha \ge \varphi$. Pour $\alpha \ge \varphi$, la contrainte résistante la plus favorable possible a pour composante parallèle à l'axe de l'ancrage (qui porte la vitesse virtuelle) :





Le volume du bloc solidaire de l'ancrage dans le mécanisme de rupture peut être comparé à celui du cylindre dont la base passe par l'extrémité de l'ancrage. Dans le cas du cylindre, le volume est égal à S.L, et la cohésion n'apporte aucune contribution à la résistance ; son poids est un majorant de la résistance cherchée. La surface que l'on cherche génère un moindre volume, ce qui réduit le rôle stabilisateur des forces de pesanteur, mais simultanément la cohésion contribue à la résistance. Notre propos est de déterminer la surface à laquelle correspond la plus petite résistance, donc celle qui minimise la somme des effets de la pesanteur et de la cohésion.

Pour ce faire, on peut se ramener à une détermination point par point de la pente : on envisage des tranches horizontales minces (Fig. 15) d'épaisseur dy = dr/tan(α). La pente locale de la courbe ne conditionne que les contributions de la cohésion et de la





pesanteur associées à cette tranche, la recherche du minimum précité se ramène ainsi à la recherche des minima locaux.

Envisageons une tranche d'épaisseur dy ; la surface de rupture la coupe selon un cercle de rayon r au niveau inférieur et r + dr au niveau supérieur. On doit vérifier dy \leq dr/tan(φ).

La contribution locale de la cohésion s'exprime, pour une vitesse virtuelle unité :

 $dF = 2.\pi.r.c$. ($(dr^2 + dy^2)^{0.5} - dr)/tan(\pi/4 - \phi/2)$

La variation de contribution de la pesanteur (en référence au cylindre) est alors, R étant le rayon de la cellule axisymétrique :

 $dP = -\pi .(R^2 - r^2).\gamma .dy$

On cherche dy tel que dF + dP soit minimal ; on dérive par rapport à dy la fonction dF + dP, dérivée qui s'annule pour :

 $dy = dr.\gamma.(R^2 - r^2)/[4.r^2.c^2/tan^2(\pi/4 - \phi/2) - \gamma^2.(R^2 - r^2)^2]^{0.5}$

Si cette équation conduit à dy > dr/tan(ϕ), il convient bien entendu de retenir dy = dr/tan(ϕ). En pratique, il existe une valeur r₁ de r telle que, pour r < r₁, dy = dr/tan(ϕ), dy découlant de l'expression précédente si r > r₁ :

 $r_{1} = -c.(1 + \sin(\phi))/\gamma + [(c.(1 + \sin(\phi))/\gamma)^{2} + R^{2}]^{0.5}$

On est donc en mesure de déterminer point par point la pente de la ligne directrice de la surface de rupture, et de calculer la différence entre la force stabilisatrice et celle qu'apporterait le poids d'un cylindre de hauteur égale à celle de l'ancrage. Ce calcul est réalisé au moyen d'un programme rédigé en QBASIC et listé en annexe (programme ANCRRAD, susceptible d'effectuer aussi des calculs liés aux considérations présentées ci-après ; on peut noter que le programme prend en compte le rayon de l'inclusion, en lui attribuant le même poids volumique qu'au sol).

On peut illustrer les résultats que l'on obtient par une représentation graphique correspondant à des valeurs numériques ; on choisit $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$,





Sol bicouche

Contrairement à ce que nous venons de voir pour un sol homogène, si la surface de rupture est conditionnée par deux strates, la discrétisation en tranches horizontales n'autorise pas l'étude séparée de chaque tranche : en partant de la base de l'ancrage, la pente de la surface de rupture conditionne les contributions locales de la cohésion et de la pesanteur, et conditionne aussi le rayon du cercle d'intersection éventuelle de la surface de rupture avec l'interface entre les deux strates ; il ne suffit d'ailleurs pas de constater que la surface de rupture correspondant aux caractéristiques de la seule strate inférieure ne « remonte » pas assez haut pour atteindre l'interface pour être certain que la géométrie la plus défavorable n'intéresse pas les deux sols.

Un moyen de détermination de la surface de rupture, certes laborieux (à moins de l'automatiser), est le suivant : on envisage diverses valeurs de dénivellation entre l'extrémité de l'ancrage et le point où la ligne directrice de la surface de rupture atteint la limite du modèle ; entre ces deux extrémités, on procède à une optimisation de la directrice (algorithme analogue à



Exemple de surfaces de rupture, cellule axisymétrique. Examples of failure surfaces, axisymetric cell.



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 98 1et trimestre 2002 celui mis en œuvre dans le programme ANCRCOUR listé en annexe que nous avons utilisé pour l'étude des ancrages isolés) ; on tâtonne sur la dénivellation à la recherche de la valeur la plus défavorable.

Si la cohésion est modeste, on peut en pratique être conservatif, la négliger, et se ramener ainsi à des considérations simples...

Retour sur le cas de l'ancrage isolé

La détermination de la géométrie de la surface de rupture est aisée pour un rayon de modèle donné, comme nous l'avons vu ci-dessus. Mais, dans le cas d'un ancrage isolé, le rayon du modèle n'est pas une donnée du problème.

On peut suivre une première démarche. On admet que le frottement latéral ne conditionne pas la rupture ; pour une longueur donnée d'un ancrage, on envisage divers rayons d'émergence de la surface de rupture ; pour chaque rayon d'émergence, un calcul itératif permet d'optimiser la géométrie de la ligne directrice (en discrétisant cette ligne en segments de droite), et de déterminer la résistance associée au rayon d'émergence : par tâtonnements successifs, on identifie le rayon le plus défavorable (c'est l'objet du programme ANCR-COUR listé en annexe). Pour déterminer si le frottement latéral conditionne ou non la résistance de l'ancrage, il est nécessaire d'effectuer la détermination précédente pour diverses longueurs de l'ancrage, la longueur critique étant celle au-delà de laquelle le mécanisme conduit à une variation plus rapide de la résistance que celle de la résistance associée au seul frottement latéral.

Une deuxième démarche peut être envisagée. On assimile le rayon d'émergence à celui d'un modèle axisymétrique d'ancrage au sein d'une trame ; le calcul conduit alors à une dénivellation entre l'extrémité de l'ancrage et l'autre extrémité de la directrice de la surface de rupture ; on cherche par itérations successives le rayon du modèle qui conduit à une dénivellation égale à la longueur de l'ancrage considéré. Cette deuxième approche est beaucoup plus économique en temps de calcul.

La première approche est rigoureuse ; la deuxième ne l'est pas : elle suppose une relation biunivoque entre dénivellation et rayon à l'optimum que nous sommes incapables de démontrer ; nous avons seulement constaté, sur un nombre nécessairement limité de combinaisons de paramètres, que les deux démarches aboutissent au même résultat ; comme la deuxième est beaucoup plus rapide, nous l'avons intégrée au programme ANCRRAD, pour traiter les cas de trame et de frottement latéral conduisant à un fonctionnement indépendant des ancrages.

La figure 18 montre, pour un ancrage au sein d'une trame, les géométries des mécanismes de rupture en fonction de la longueur de l'ancrage, le frottement latéral étant surabondant. Pour de faibles longueurs de l'ancrage, les lignes directrices du mécanisme de rupture émergent en surface ; elles sont tangentes à la surface du massif ; si le frottement latéral est trop petit, c'est une surface de ce type qui conditionne la résistance. La ligne en pointillés correspond à une longueur en deçà de laquelle l'ancrage fonctionne comme un ancrage isolé ; pour de plus grandes longueurs la géométrie de la surface de rupture ne varie plus qu'en s'approfondissant.



La figure 19 montre, pour un cas particulier, la variation de la résistance disponible en fonction de la longueur de l'ancrage, du frottement latéral limite, et du rayon du modèle axisymétrique. La courbe en trait plein correspond à la résistance d'un ancrage isolé disposant d'un frottement latéral surabondant ; les demidroites en pointillés traduisent un plafonnement de la résistance pour quelques valeurs de frottement latéral ; les demi-droites en trait d'axe traduisent un plafonnement de la résistance par le rayon du modèle axisymétrique. On remarque que les demi-droites sont tangentes à la courbe en trait plein. C'est ce fait qui est à l'origine de l'équivalence des deux démarches relatives aux ancrages isolés.



7

Variation de la traction le long d'un ancrage

Nous n'avons jusqu'ici tenu aucun compte de la résistance de l'armature, présumée surabondante. Pour certains ancrages, tels que des pieux en béton armé, on peut souhaiter optimiser le ferraillage, en ne plaçant à chaque niveau que la section d'armature nécessaire. Dans ce paragraphe, nous ne nous préoccuperons toujours pas de marge de sécurité, pour rester sur la physique des phénomènes.

La variation de l'effort de traction entre la tête de l'ancrage et la profondeur z ne peut pas être supérieure à la traction limite (géotechnique) d'un ancrage de longueur z. Au voisinage de la surface, ce n'est donc généralement pas le frottement latéral qui conditionne l'évolution de la traction avec la profondeur.

En pratique, deux approches sont envisageables pour un ancrage dont on a au préalable déterminé la longueur nécessaire :

- si l'on souhaite être rigoureux, on détermine la capacité géotechnique d'un ancrage en fonction de sa longueur z, qui fournit la réduction de traction depuis la tête pour un ancrage plus long (on tient compte bien entendu d'une éventuelle disposition tramée des ancrages);

- si l'on veut faire simple en restant conservatif. Pour un ancrage isolé, on considère que la traction augmente à partir de zéro à la base en fonction du frottement latéral, jusqu'à atteindre la traction maximale, qui ne varie plus jusqu'à la tête, et on a ainsi une enveloppe de la résistance en traction nécessaire de la part de l'armature ; pour un ancrage faisant partie d'une trame, on utilise le plus défavorable du frottement latéral et de la section horizontale de la cellule.

La figure 20 présente pour un même ancrage les courbes de traction en fonction de la profondeur selon les deux approches dans un cas particulier. En traits pleins, il s'agit de la détermination précise pour un ancrage isolé et pour le même ancrage au sein d'une



trame correspondant à un rayon de modèle axisymétrique égal à 1,5 m; les traits pointillés constituent l'enveloppe obtenue par l'approche simplifiée. L'approche simplifiée ne constitue que rarement une enveloppe pénalisante.

Cas d'un sol purement cohérent

Notons que le frottement latéral limite ne peut alors pas excéder la cohésion.

Le critère de résistance pris en compte dans la méthode cinématique reste tronqué en traction. La figure 21 présente les schémas de rupture obtenus pour un cas particulier, l'ancrage étant soit isolé, soit dans une trame. On remarque que ces schémas sont très différents de celui que préconisent dans ce cas les TA95, un cône d'ouverture 45°... (n'oublions pas que le poids n'intervient pas seul, et qu'il faut lui ajouter la contribution de la résistance du sol le long de la surface de rupture).



Incidence de la coupure de résistance en traction

Si tout le monde, à quelques nuances près, est d'accord sur la manière de prendre en compte les exigences de sécurité pour un sol purement frottant, le débat est largement ouvert quant à la manière de prendre en compte la contribution de la cohésion.

La pratique assez courante de non prise en compte la cohésion effective est contestable, et il n'y a pas forcément lieu de lui appliquer un coefficient partiel différent de celui appliqué à tan(φ) (même si, au paragraphe suivant, nous reprenons les errements usuels). Par contre, dans l'immense majorité des cas, il faut considérer que le sol est dénué de résistance en traction (le domaine des tractions n'est généralement pas l'objet d'essais, et le comportement y est rarement ductile).

Pour illustrer les effets de la coupure de résistance en traction, on peut se reporter à la figure 22 qui montre, dans un cas particulier, la relation entre la résistance et la longueur d'un ancrage isolé disposant d'un frottement latéral surabondant, avec trois approches : en négligeant la cohésion (a), avec coupure de la résistance en traction (b), avec un critère complet (c).



On constate que, au moins dans le cas présenté (et les quelques autres cas que nous avons testés), la coupure de résistance en traction ne réduit que très peu la contribution de la cohésion à la résistance géotechnique d'un ancrage vertical. Dans le cas évoqué au début de l'article, la coupure de résistance en traction réduit la hauteur limite d'une falaise verticale dans un rapport de 3,85 environ à 2. Il apparaît donc que la résistance en traction joue un rôle plus ou moins important selon la nature de l'ouvrage considéré. On a donc deux pistes pour faire avancer le débat relatif à la valeur du coefficient partiel relatif à la cohésion :

– soit on pratique la coupure de résistance en traction et le coefficient partiel peut être le même sur c et sur tan(ϕ); ceci suppose que l'on sache prendre en compte dans les calculs les effets de la coupure de résistance en traction;

– soit on effectue des calculs utilisant le critère complet, et on multiplie le coefficient partiel sur tan(ϕ) par un coefficient complémentaire couvrant les effets de la coupure de résistance en traction pour définir le coefficient partiel relatif à c, le coefficient complémentaire étant différent pour chaque nature d'ouvrage, et résultant d'une étude paramétrique ; retenons qu'il n'est pas raisonnable d'appliquer, dans le cas du critère complet, un coefficient partiel sur la cohésion indépendant de la nature de l'ouvrage.

Justifications de résistance

La justification des ouvrages par le calcul passe aujourd'hui par l'application de la méthode des états limites. La résistance géotechnique tient compte de la souspression, du poids volumique du sol déjaugé, de sa cohésion et de son angle de frottement interne.

Pour justifier la longueur des ancrages, on doit vérifier l'équilibre statique en conditions EE. Les coefficients partiels multiplicateurs réglementaires sont, pour les ouvrages courants :

sur γ_{sat} : 0,95 sur γ_w : 1,05 sur G : 0,95 sur c_u : 1/1,4 sur c' et tan(ϕ ') : 1/1,6 et 1/1,35 sur q_s :1,4

Avec ces coefficients partiels, on détermine la longueur nécessaire des ancrages.

En tout point le long d'un ancrage (et notamment en sa liaison avec le radier), l'armature (en acier) doit être en mesure de résister à la traction associée à ces coefficients partiels sans que sa contrainte n'excède $f_e/(1,2.1,15)$; si l'armature n'est équipée d'aucune protection spécifique contre la corrosion, il faut évidemment à ce stade tenir compte d'une perte de matière fonction de l'environnement et de la durée de service.



Conclusion

Dans tous les cas de sol homogène dont la résistance au cisaillement est correctement identifiée, la méthode cinématique du calcul à la rupture permet de traiter « proprement » l'étude de la résistance géotechnique des ancrages verticaux, qu'ils soient isolés ou inclus dans une trame (avec dans ce cas les imprécisions modestes associées à la modélisation axisymétrique).

Elle permet de prendre en compte sans difficulté majeure un critère de Coulomb tronqué en traction ; il est très facile d'adapter le programme proposé à d'autres critères de résistance du sol, tels qu'un critère parabolique ($\tau_{lim} = A.\sigma^b$), ou bien à des sols anisotropes (sous réserve que l'anisotropie respecte l'axisymétrie, bien entendu).

Le schéma de calcul peut aisément être adapté à des ancrages qui ne sont pas scellés sur toute leur longueur.

L'approche est évidemment plus laborieuse dans divers cas de sols stratifiés (les strates étant horizontales), et il reste à résoudre le cas de strates inclinées...

Nous rappellerons, pour finir, que :

 la méthode cinématique du calcul à la rupture est une approche rigoureuse, mais « par l'extérieur », et ne fournit donc des conclusions fiables qu'entre les mains de projeteurs expérimentés, explorant soigneusement des familles pertinentes de mécanismes de rupture;

– le comportement des matériaux et des interfaces est supposé plastique ou élastoplastique sans radoucissement ; lorsqu'on est en présence de comportements radoucissants, la prise en compte de caractéristiques de pic peut conduire à une large surévaluation de la résistance géotechnique, tandis que la prise en compte de caractéristiques résiduelles conduit *a priori* à une sous-évaluation ; il est le plus souvent raisonnable de baser les justifications sur les caractéristiques résiduelles (sauf si une modélisation plus sophistiquée permet de prendre en compte des lois de comportement plus complètes et représentatives que les seuls paramètres de résistance...);

– le frottement latéral limite est en principe déterminé au moyen d'essais d'arrachement (essai par paliers de force, ou à vitesse d'arrachement constante) ; nous insisterons sur l'intérêt de disposer d'informations sur le comportement post-pic (donc sur l'intérêt des essais à vitesse d'arrachement constante, ou sur la nécessité de compléter les essais par paliers de chargement par

Bibliographie

- CCTG, fascicule 62 V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- DTU 13.2, Fondations profondes pour le bâtiment.
- ENV 1997 (Eurocode 7), « Calcul géotechnique ».
- Recommandations TA 95, «Tirants d'ancrage ».
- Buhan (de) P., Salençon J. « A comprehensive stability analysis of soil nailed

Annexe 1

Ancrage isolé scellé dans un sol bicouche sans cohésion

Nous avons vu dans le texte que, dans un sol homogène, la courbe pertinente $F_{\rm lim3}$ est confondue avec la courbe $F_{\rm lim1}$ (poids du bloc) jusqu'à ce que la tangente à $F_{\rm lim1}$ soit parallèle à $F_{\rm lim2}$ (profondeur que nous avons qualifiée de critique), et elle suit alors une droite parallèle à $F_{\rm lim2}$.

Dans l'exemple présenté ci-dessous, un sol peu performant recouvre un sol plus résistant :

– sol de couverture, épaisseur 4 m, γ = 8 kN/m³, ϕ = 20°, $q_{\rm s}$ = 80 kPa ;

– couche sous-jacente, γ = 10 kN/m³, ϕ = 35°, $q_{\rm s}$ = 400 kPa.

L'ancrage est de diamètre 0,15 m.

structures ». European Journal of Mechanics, a/solids, vol. 12, n° 3, 1993.

- Chen W.F. Limit analysis and soil plasticity. Developments in geotechnical engineering, vol. 7. Elsevier scientific publishing company, 1975.
- Pecker A., Salençon J. « Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part I. Part II. ». European Journal of Mechanics, a/solids, vol. 14, n° 3, 1995.

une procédure à vitesse constante après constat de défaillance) ;

– dans les cas d'ouvrages pour lesquels la part de variation cyclique de la traction est notable par comparaison avec la traction quasi permanente, le frottement latéral limite est susceptible d'évoluer à la baisse (fatigue) ; on manque cruellement d'indications réglementaires ou expérimentales, mais il est certain que l'on doit alors prendre en compte un coefficient partiel relatif à q_s plus grand que 1,4 lorsque q_s est déterminé par un essai monotone, car 1,4 ne couvre pas la fatigue ; des recherches sont indispensables à ce propos.

- Salençon J. Calcul à la rupture et analyse limite. Presses des Ponts et Chaussées, 1983.
- Salençon J. « Calcul à la rupture appliqué au calcul des ouvrages ». Cours de l'ENPC. Salençon J. – « Approche théorique du cal-
- cul aux états limites ultimes ». RMA 28. Salençon J. – « An introduction to the Yield desing theory and its applications to soil
- mechanics» European Journal of Mechanics, a/solids, vol. 9, n° 5, 1991.

On envisage des valeurs croissantes de h, la longueur de l'ancrage.

La longueur critique pour les caractéristiques du sol de couverture est égale à 3,365 m. Pour un ancrage de longueur inférieure à 3,365 m, le schéma de rupture est un cône de hauteur h ; pour un ancrage plus long, c'est un cône de hauteur 3,365 m, et au-delà la rupture suit l'interface sol/ancrage.

Lorsque l'ancrage atteint la couche sous-jacente, le frottement latéral limite est beaucoup plus important, et dès la longueur de 4,058 m, c'est à nouveau un schéma de rupture conditionné par le sol (troncs de cônes superposés) jusqu'à une nouvelle profondeur critique égale à 4,778 m, au-delà de laquelle la rupture passe par l'interface sol/ancrage.

Le poids du sol intervient donc seul pour le domaine de longueur d'ancrage [0 ; 3,365] U [4,048 ; 4,778] ; en dehors de ce domaine, la rupture passe aussi par l'interface sol/ancrage.



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHINIQUE Nº 98 1ª trimestre 2002

FIG. A1

Annexe 2

Calcul du volume de sol solidaire d'un ancrage au sein d'une trame pour un sol sans cohésion

On cherche une formulation analytique de la différence de volume entre le cylindre de hauteur égale à la longueur de l'ancrage et le bloc limité par un cône de même axe.

La ligne d'intersection entre le cône et l'une des faces latérales du cylindre à base carrée est un arc d'hyperbole ; dans le plan xAz défini sur la figure A2, l'équation de la ligne est :

 $z = (a^2/4 + x^2)^{0.5}/tan(\phi)$

La surface hachurée A est obtenue par intégration de z pour x variant entre 0 et a/2.

La primitive a pour expression :

 $[a^2.ln\ (x+(x^2+a^2/4)^{0.5})+4.x.(x^2+a^2/4)^{0.5}]/8/tan(\phi)$ On en tire :

 $A = a^2 \cdot (2^{0.5} + \ln(1 + 2^{0.5}))/8/tan(\phi)$

Soit le volume cherché :

$$V_0 = 8.A.a/6$$

La cellule axisymétrique de même section a pour rayon :

 $r=a/\pi^{0,5}$

conduisant à :

$$V_1 = 2.\pi/3/\tan(\phi).r^3$$

 $V_2 = a3/\tan(\phi).2/3/\pi^{0.5}$

On obtient ainsi $V_0 = 1,0172.V_1$

Un ensemble d'ancrages répartis selon une trame carrée, avec une trame et une longueur d'ancrage telles que les intersections des cônes aient lieu dans le sol, associe au radier une plaque de sol dont l'épaisseur moyenne est :

$$e_0 = L - 0.382598.a/tan(\phi)$$

 FG. A2
 Repérage pour le calcul du volume.

En assimilant chaque cellule à une cellule circulaire de même section, on a :

 $e_1 = L - 0.376126.a/tan(\phi)$

Pour a = 3 m et ϕ = 30°, e_1 = 1,988 m et e_2 = 1,954 m, soit 34 mm de différence.

Dans le cas d'une trame triangulaire, on obtient à l'issue des calculs :

 $e_0 = L - 0,303993.a/tan(\phi)$

 $e_1 = L - 0,303131.a/tan(\phi)$

Pour a = 3 m et ϕ = 30°, e1 = 1,580 m et e2 = 1,575 m, soit 5 mm de différence.

Annexe 3

Programmes de calcul rédigés en QBASIC

Le programme ANCRRAD permet de déterminer la résistance géotechnique d'un ancrage au sein d'une trame, dans le cas d'un sol homogène et isotrope.

Le programme ANCRCOUR ne présente pas d'utilité pratique ; il est listé dans la mesure où il comporte un algorithme d'optimisation de la ligne directrice d'une surface de rupture à laquelle on impose la position des extrémités, algorithme qui peut être utile pour des cas de sols stratifiés par exemple (ce programme a été utilisé pour constater l'équivalence avec une approche plus rapide dans le cas de surfaces de rupture émergeant en surface du massif).

```
REM *** ANCRRAD ***
pi = 3.141593
10 INPUT "inclusion,
                           rayon (m) ="; r0
   INPUT "
            frott. lat. lim. (kPa) ="; qs
   INPUT "
                        longueur (m) =";
INPUT "modele axisym., rayon (m) ="; r2
INPUT "massif de sol, poids vol. (kN/m3) ="; g
INPUT "
                           cohesion (kPa) ="; c
INPUT "
              angle de frott. interne (½) ="; fid: fi = fid * pi / 180
tf = TAN(pi / 4 - fi / 2)
rcrit = SQR(2 * r0 * qs / q + r0^2).
IF r2 > rcrit GOTO 200
r1 = -c / g * (1 + SIN(fi)) + SQR((c / g * (1 + SIN(fi)))^2 + r2^2)
IF r0 > r1 THEN ra = r0: y = 0: f = 0: GOTO 100
y = (r1 - r0) / TAN(fi): ra = r1
f = pi * (r1 ^ 2 - r0 ^ 2) * c / TAN(fi)
f = f - pi * g / 3 * (3 * r2 ^ 2 - r1 ^ 2 - r0 * r1 - r0 ^ 2) * y
100 k = r2 / ra: rg = ra: u = 2 * c / g / TAN(pi / 4 - fi / 2)
FOR i = 1 TO 50
  rd = ra * k ^
                 (.02 * i)
  rm = .5 * (rd + rg): dr = rd - rg
dy = dr / SQR((u * rm / (r2 ^ 2 - rm ^ 2)) ^ 2 - 1)
f = f - pi * (r2 ^ 2 - rm ^ 2) * g * dy
f = f + 2 * pi * rm * c * (SQR(dr ^ 2 + dy ^ 2) - dr) / tf
  y = y + dy: rg = rd
NEXT
IF y > 1 THEN PRINT "ancrage court": GOTO 400
t = pi * r2 ^ 2 * l * g + f
PRINT "traction limite ="; t; "kN"
PRINT r2, t, y, f, rcrit, ra, r2
GOTO 10
200 r2 = rcrit
r1 = -c / g * (1 + SIN(fi)) + SQR((c / g * (1 + SIN(fi)))^{2} + r2^{2})
IF r0 > r1 THEN ra = r0: y = 0: f = 0: GOTO 300
y = (r1 - r0) / TAN(fi): ra = r1
f = pi * (r1 ^ 2 - r0 ^ 2) * c / TAN(fi)
f = f - pi * g / 3 * (3 * r2 ^ 2 - r1 ^ 2 - r0 * r1 - r0 ^ 2) * y
300 \text{ k} = r2 / ra: rg = ra: u = 2 * c / g / TAN(pi / 4 - fi / 2)
FOR i = 1 TO 50
  rd = ra * k^{(.02 * i)}
  rm = .5 * (rd + rg) : dr = rd - rg
  y = y + dy: rg = rd
NEXT
IF y > 1 THEN PRINT "ancrage court": GOTO 400
t = pi * r2 ^ 2 * y * g + f + pi * r0 * (2 * qs + r0 * g) * (1 - y)
PRINT "2 * l'ancrage fonctionne comme un ancrage isole"
          traction limite ="; t; "kN"
PRINT "
PRINT r2, t, y, f, rcrit, ra, r2
GOTO 10
400 dr2 = .5 * (r2 - r0): r2 = r2 - dr2
FOR j = 1 TO 20
r1 = -c / g * (1 + SIN(fi)) + SQR((c / g * (1 + SIN(fi)))^{2} + r2^{2})
 IF r0 > r1 THEN ra = r0: y = 0: f = 0: GOTO 500
y = (r1 - r0) / TAN(fi): ra = r1
```

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 98 1º trimestre 2002

```
500 \text{ k} = \text{r2} / \text{ra: rg} = \text{ra: u} = 2 * \text{c} / \text{g} / \text{TAN(pi / 4 - fi / 2)}
FOR i = 1 TO 50
  rd = ra * k^{(.02 * i)}
   rm = .5 * (rd + rg): dr = rd - rg
  dy = dr / SQR((u * rm / (r2 ^ 2 - rm ^ 2)) ^ 2 - 1)
  y = y + dy: rg = rd
NEXT
 dr2 = .5 * dr2
 IF y > 1 THEN r2 = r2 - dr2: ELSE r2 = r2 + dr2
NEXT
r1 = -c / g * (1 + SIN(fi)) + SQR((c / g * (1 + SIN(fi)))^{2} + r2^{2})
IF r0 > r1 THEN ra = r0: y = 0: f = 0: GOTO 600
y = (r1 - r0) / TAN(fi): ra = r1
f = pi * (r1 ^ 2 - r0 ^ 2) * c / TAN(fi)
f = f - pi * g / 3 * (3 * r2 ^ 2 - r1 ^ 2 - r0 * r1 - r0 ^ 2) * y
600 \text{ k} = \text{r2} / \text{ra: rg} = \text{ra: } u = 2 * c / g / \text{TAN}(\text{pi} / 4 - \text{fi} / 2)
FOR i = 1 TO 50
  rd = ra * k ^
                      (.02 * i)
  rm = .5 * (rd + rg): dr = rd - rg
dy = dr / SQR((u * rm / (r2 ^ 2 - rm ^ 2)) ^ 2 - 1)
f = f - pi * (r2 ^ 2 - rm ^ 2) * g * dy
f = f + 2 * pi * rm * c * (SQR(dr ^ 2 + dy ^ 2) - dr) / tf
  y = y + dy: rg = rd
NEXT
t = pi * r2^{2} + y * g + f
PRINT "3 * traction limite ="; t; "kN"
PRINT r2, t, y, f, rcrit, ra, r2
GOTO 10
```

```
REM *** ancrcour ***
REM *** ancrage vertical court ***
pi = 3.141593: CLS
n = 40
DIM r(40), y(40)
INPUT "g="; g
INPUT "phi="; fid
fi = fid * pi / 180
t = TAN(pi / 4 - fi / 2)
INPUT "C="; C
INPUT "r0="; r0
2 INPUT "1="; 1
5 INPUT "r2="; r2
r2min = r0 + 1 * TAN(fi)
IF r2 < r2min THEN PRINT "r2min ="; r2min: GOTO 5
dr = (r2 - r0) / n
compt = 0: a = 1 / n * .1: fprec = 10000
FOR i = 0 TO 40
  r(i) = r0 + i * dr: y(i) = i * 1 / n
NEXT
GOSUB 1000
10 IF ftot > fprec OR ftot = fprec THEN a = .8 * a
IF a < .0000001 GOTO 200
compt = compt + 1: fprec = ftot
```

```
FOR i = 1 TO 39
 fcg = (r(i) + r(i - 1)) * (SQR((y(i) - y(i - 1))^{2} + dr^{2}) - dr) 
 fcd = (r(i) + r(i + 1)) * (SQR((y(i + 1) - y(i))^{2} + dr^{2}) - dr) 
fc = (fcg + fcd) * pi * c / t
 IF y(i) - y(i - 1) + a > dr / TAN(fi) GOTO 20
 IF y(i) + a > 1 GOTO 20
  fcgp = (r(i) + r(i - 1)) * (SQR((y(i) + a - y(i - 1))^{2} + dr^{2}) - dr) 
 fcdp = (r(i) + r(i + 1)) * (SQR((y(i + 1) - y(i) - a)^{2} + dr^{2}) - dr) 
 fcp = (fcgp + fcdp) * pi * c / t
fgp = -g * a * dr * 2 * pi * r(i)
 IF fcp - fc + fgp < 0 THEN y(i) = y(i) + a: GOTO 100
20 IF y(i + 1) - y(i) + a > dr / TAN(fi) GOTO 100
 fcgm = (r(i) + r(i - 1)) * (SQR((y(i) - a - y(i - 1))^{2} + dr^{2}) - dr) 
 fcdm = (r(i) + r(i + 1)) * (SQR((y(i + 1) - y(i) + a)^{2} + dr^{2}) - dr) 
 fcm = (fcgm + fcdm) * pi * c / t
fgm = g * a * dr * 2 * pi * r(i)
 IF fcm - fc + fgm < 0 THEN y(i) = y(i) - a
100 NEXT
GOSUB 1000
GOTO 10
200 FOR i = 1 TO 20: PRINT USING "###.###"; r(2 * i);
PRINT USING "###.###"; y(2 * i); : PRINT " ", : NEXT: PRINT
GOTO 2
1000 ftot = pi * g * l * r0 ^ 2
FOR i = 1 TO 40
ftot = ftot + g * (l - y(i)) * dr * 2 * pi * (r(i) - .5 * dr)
ftot = ftot + g * (y(i) - y(i - 1)) * dr * pi * (r(i) - 2 * dr / 3)
fc = (r(i) + r(i - 1)) * (SQR((y(i) - y(i - 1)) - 2 + dr - 2) - dr)
fc = fc * pi * c / t
ftot = ftot + fc
NEXT
                  LOCATE 9, 40: PRINT compt, a
```

RETURN

Contribution à l'étude théorique du comportement des pieux sollicités horizontalement dans des sables. Paramètres caractéristiques d'interaction

Cette étude a trait à la méthode aux modules de réaction. ou plus généralement des courbes de réaction p-y, utilisée pour dimensionner les pieux sollicités horizontalement. On évoque, tout d'abord, le contexte général et les bases théoriques de l'interaction entre le sol et les pieux à section non circulaire. La présentation, proprement dite, des études effectuées et des résultats obtenus est divisée en deux parties. On propose ainsi, successivement, une méthode de construction des courbes p-y pour les pieux rectangulaires ou barrettes et les solutions pour obtenir les paramètres caractéristiques d'interaction valables pour toutes les formes de section transversale des pieux. La comparaison des résultats calculés aux résultats expérimentaux en vraie grandeur fera l'objet d'un deuxième article.

Mots-clés : fondations profondes, pieux, barrettes, charges horizontales, déplacement horizontal, courbes \bar{p} -y, module de réaction horizontale, interaction sol-pieu, effet de forme.

Contributions to the analysis of the behaviour of laterally loaded piles in sands. Interaction characteristic parameters



Résumé

The paper deals with the method using the soil horizontal reaction modulus, or more genrally the \bar{p} -y curves, used in the analysis of laterally loaded piles. The presentation proper of the analytical studies and of the results obtained is divided into two parts.

A method of developing the \bar{p} -y curves for rectangular piles and piers is presented, as well as the solutions for obtaining the soil-pile interaction parameters valid regardless the shape of the transverse area of piles.

The comparison of the computed results with these obtained by field tests will make the object of a second paper.

Key words : deep foundations, piles, piers, lateral loads, horizontal displacement, p-y curves, soil horizontal reaction modulus, soil-pile interaction, shape effect.

N. RADULESCU

Université technique des constructions de Bucarest 124, bd Lacul Tei 72302 Bucarest, Roumanie nicoleta@hidro.utcb.ro

NDLE: Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 septembre 2002.

| and the second second | | NOTATIONS |
|--------------------------------------|------|--|
| А | - | facteur de correction : $A = A (z/B)$. |
| B (m) | 4 | largeur frontale (avant ou arrière) de la section transversale. |
| B | ā. | facteur de correction ; $B_s = B_s(z/B)$. |
| CK | 8 | coefficient de gradient du module global pour pieux non circulaires. |
| CKO | 1 | coefficient de gradient du module pour pieux circulaires. |
| E (PPa) | 3 | module d'Vound |
| E (kPa) | 10 | module d'roung. module d'obal de réaction pour pieux non circulaires $\cdot E = k_z$ représente la pente initiale (à l'origine) |
| | | de la courbe p-v. |
| E _{so} (kPa) | 1 | module de réaction pour pieux circulaires : $E_{s0} = k_s z$ représente la pente initiale (à l'origine) de la courbe \bar{p} -y. |
| E _{s.fr} (kPa) | 3 | module partiel de réaction frontale ; $E_{s,n} = k_n z$ représente la pente initiale (à l'origine) de la courbe \overline{p}_n -y. |
| E (kPa) | 8 | module partiel de reaction laterale ; $E_{s,tit} = K_{tit}$ z represente la pente initiale (a l'origine) de la courbe p_{tit} -y. |
| E (KN.m ⁻) | 2 | rigiaite au pieu. |
| $K (kN/m^3)$ | 3 | coefficient de pression horizontale. |
| K. (kN/m ³) | 1 | coefficient de pression horizontale au repos. |
| K _{fr} (kN/m ³) | ÷. | gradient du module partiel de réaction frontale. |
| K_{hat} (kN/m ³) | ă. | gradient du module partiel de réaction latérale. |
| K (kN/m ³) | 100 | gradient du module global de reaction pour pieux non circulaires. |
| K_{s0} (KN/m ²) | 1 | gradient du module de reaction pour pieux circulaires. |
| l(m) | 1 | longueur de transfert |
| 1/1. (-) | 3 | rigidité relative du pieu. |
| L (m) | ł. | longueur latérale de la section transversale. |
| n | 4 | élancement de la section transversale. |
| p (kPa) | 2 | pression horizontale. |
| p _{cr} (kPa) | 10 | pression horizontale critique. |
| р р* | 8 | pression nonzontale normalisée. |
| $p_{\rm cr}(kN/m)$ | ŝ | réaction horizontale totale. |
| p. (kN/m) | | réaction totale correspondant au déplacement y. |
| $\vec{p}_{r}(kN/m)$ | 1 | réaction horizontale frontale. |
| p _{r.u} (kN/m) | 10 | réaction horizontale frontale ultime. |
| p _{inf} (kN/m) | 100 | reaction limite en profondeur ($z \ge z_{ij}$). |
| $p_{\rm c}$ (kN/m) | i. | réaction totale correspondant au deplacement y _e . |
| p_{at} (kN/m) | 1 | réaction horizontale latérale ultime. |
| $\overline{p}_{m}(kN/m)$ | 1990 | réaction théorique limite. |
| p _{suo} (kN/m) | 4 | réaction limite de surface ($z \le z_{cr}$). |
| \overline{p}_{u} (kN/m) | 3 | réaction horizontale totale ultime. |
| Г | 3 | facteur global de forme ; $\mathbf{r} = \mathbf{r}(I/I_{ij}, \mathbf{n})$. |
| Г ,,** | 100 | facteur global de forme pour $l/l_0 = 2/2$; $r = r'(h)$. |
| T | 111 | facteur partiel de forme : $\vec{r} = \vec{r}(n)$ |
| s (m) | | coefficient global de forme. |
| Δs | 3 | correction de forme pour la section non circulaire. |
| S | 4 | coefficient de forme pour la section circulaire. |
| y (m) | | déplacement horizontal. |
| y _e (m) | 1 | deplacement horizontal correspondent a $(p_{irle}, d) = v$ |
| $v_k(m)$ | | déplacement horizontal limite pour la mobilisation de \overline{D} |
| V (m) | 1 | déplacement horizontal limite pour la mobilisation de $\overline{p}_{e_{n}}$. |
| y _{in lat} (m) | 10 | déplacement horizontal limite pour la mobilisation de p _{iata} . |
| y.* | 19.1 | déplacement y_e normalise ; $y'_e = y_e/B$. |
| \mathbf{y}_{k}^{*} | 14 | deplacement y_k normalise ; $y_k = y_k/B$. |
| y (m) | - | profondeur courante |
| z (m) | - | profondeur critique. |
| z, (m) | - | profondeur d'influence égale à la longueur efficace du pieu. |
| Z | | profondeur réduite ; $\overline{z} = z/z_{cr}$. |
| Z* | 4 | – profondeur courante normalisée ; z*= z/B. |
| Z # + (9) | 3 | - protondeur critique normalisee ; $z_{cr} = z_{cr}/B$. |
| φ (°) | 120 | angle de notienlent. |
| γ (kN/m ³) | 10. | poids volumique du sol. |
| λ | | coefficient de rigidité relative ; $\lambda = E_{e0}^{max}/E_{e0}^{min} = 1,82.$ |
| λ | 1200 | coefficient général de rigidité relative. |
| ω _e | 12.5 | deplacement horizontal relatif entre y_e et y_k ; $\omega_e = y_e/y_k$. |
| ω _u | 17.1 | deptacement norizontal relatif entre y_u et y_e ; $\omega_u = y_u / y_e$. |

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 98 1# trimestre 2002

64

Introduction

Les méthodes de calcul aux modules de réaction permettent la prise en compte des principaux facteurs qui influencent le comportement du système pieu-sol, notamment :

 le comportement non linéaire du sol de fondation par l'utilisation de lois de comportement (effort-déformation) déterminées par des essais ou définies par divers modèles mathématiques;

 la rigidité relative pieu-sol exprimant, de différentes manières, les relations entre la rigidité propre du pieu et celle du sol;

 les conditions aux limites en tête du pieu (déplacement horizontal et rotation, déplacement horizontal et rotation partielle, déplacement horizontal sans rotation).

Les principaux défauts des solutions courantes du problème de l'interaction entre le pieu et le sol sont : – l'insensibilité à la forme de la section transversale du pieu (autre que circulaire) de l'état de contraintes et de déformations du sol environnant ; or, dans le cas des sections carrées ou rectangulaires (caractéristiques des barrettes), l'effet de forme est important et le mécanisme de réaction horizontale, bien connu pour les pieux circulaires, doit être analysé et modifié en conséquence ;

– le module de réaction, $E_{\rm s'}$ et le gradient du module $K_{\rm s'}$ qui représentent les paramètres fondamentaux du comportement du système pieu-sol, sont obtenus soit par des études expérimentales, auquel cas les valeurs obtenues ne peuvent être utilisées que pour résoudre des configurations identiques, soit à partir de recommandations issues de la littérature, auquel cas la gamme des valeurs proposées est extrêmement étendue et les critères de choix sont assez relatifs ;

– le module de réaction n'étant pas, selon les résultats expérimentaux, une caractéristique intrinsèque du sol, mais une caractéristique globale du système sol-pieu; de nombreuses études passent en revue les facteurs influençant ses valeurs mais on n'enregistre pas, jusqu'à présent, de progrès sensible dans la mise au point d'une méthodologie cohérente de détermination du module, E_s, ou du gradient, K_s, permettant de mettre en évidence le comportement du pieu en interaction avec le sol de fondation.

Présentation des bases théoriques

2

Les paramètres qui caractérisent le comportement des pieux carrés ou des barrettes en interaction avec le sol peuvent être classés en deux catégories :

– dans la première catégorie on range les caractéristiques de déformabilité du sol représentées par le module global de réaction, E_{sr} et ses deux composantes, $E_{sf, \, \rm lat}$ et $E_{\rm sf, \, fr}$.

– dans la deuxième catégorie se trouvent les paramètres de mobilisation de la réaction totale, \overline{p} , qui résulte de la superposition de la réaction latérale et la réaction frontale.



Modules de réaction

L'étude théorique sur l'effet de forme par la méthode des éléments finis effectuée par Baguelin *et al.* (1979) est utilisée afin d'obtenir les résultats présentés ci-dessous.

2.1.1

Module global de réaction, E

Le module de réaction, $E_{s0'}$ défini pour les sections circulaires par le rapport E/s_0 est modifié dans le cas des sections rectangulaires.

Le module global de réaction, E , qui correspond à une section rectangulaire est calculé par :

$$E_s = \frac{E}{s}$$
(1)

où : E est le module d'Young du sol

s le coefficient global de forme

$$s = s_0 + \Delta s$$

où : $\boldsymbol{s}_{\scriptscriptstyle 0}$ est le coefficient de forme pour la section circulaire

$$\mathbf{S}_0 = \mathbf{S}_0 \left(l/l_0 \right)$$

où : (l/l_0), rigidité relative avec l, longueur du pieu et $l_{\rm o'}$ longueur de transfert

 $\Delta s = correction de forme$

$$\Delta s = \Delta s (n)$$

où : n = L/B, élancement de la section transversale du pieu avec L, longueur latérale et B, largeur frontale (avant ou arrière).

L'influence de la forme de la section transversale sur le module de réaction peut être exprimée par le facteur global de forme, r, défini par :

$$r = \frac{E_s}{E_{s0}} = \frac{s_0}{s_0 + \Delta s}$$
(2)

Le facteur global de forme, r, dépend de la rigidité relative sol-pieu et de l'élancement de la section rectangulaire.

Pour un sol intact avec v = 0,33, on a calculé les valeurs du facteur global de forme en fonction de n pour une rigidité relative $(l/l_0) = 2,2$, considérée comme la limite inférieure des pieux souples et pour $(l/l_0) = 9,2$ estimée comme la limite supérieure, possible en pratique, pour les pieux en béton de section pleine $(2,2 \le l/l_0 \le 9,2)$.

Les courbes de variation des facteurs globaux de forme r' pour $l/l_0 = 2,2$ et r'' pour $l/l_0 = 9,2$ en fonction de L/B sont donnés sur la figure 1. Elles permettent la détermination des valeurs du module global de réaction, E_s , en fonction de n si on connaît la valeur E_{so} .

Ces valeurs r' et r'' correspondent au cas du pieu libre en tête. Elles sont égales à l'unité pour n = 0,5 parce que Δs est égal à zéro, ce que signifie que pour n = 0,5 il n'y a pas d'effet de forme, la valeur du module global de réaction, E, étant égale à la valeur du module E₅₀ pour la section circulaire. Plus la section est allongée, ou plus la rigidité relative est grande, plus le facteur global de forme est grand, donc plus l'effet de forme est important.



2.1.2

Modules partiels de la réaction E_{s. lat}, E_{s. fr}

Les modules partiels de réaction, $E_{s,\,\rm int}$ et $E_{s,\,\rm fr'}$ sont les deux composantes du module global de réaction, $E_{s'}$ défini par :

$$E_{s, tat} + E_{s, fr} = E_s \qquad (3)$$

Dans le cas d'une section rectangulaire d'élancement n = 2,1 les modules partiels, $E_{s, lat}$ et $E_{s, fr'}$ sont égaux $\overline{p}_{lat}/\overline{p} = \overline{p}_{fr}/\overline{p} = 0,5$.

La condition
$$E_{s, lat} = E_{s, fr}$$
 dans la relation (3) donne :
 $E_{s, lat} = E_{s, fr} = E_s/2$ (4)

L'influence de la forme de la section transversale sur les parts respectives des deux composantes, $E_{s, lat}$ et $E_{s, fr}$ dans le module global, $E_{s'}$ peut être exprimée par l'intermédiaire du facteur partiel de forme, \vec{r} , défini par :

$$\overline{r} = \frac{E_{s,lat}}{E_s} = 1 - \frac{E_{s,fr}}{E_s}$$
(5)

Pour n = 2,1, comme dans le cas de la section circulaire : \overline{r} = 0,5 (conformément à la relation 4).

Contrairement au facteur global de forme, r, le facteur partiel de forme, \overline{r} , dépend uniquement de n : il est indépendant de la rigidité relative (l/l_0), qui influence le coefficient de forme s (la relation (5) est indépendante de s).

La courbe de variation du facteur partiel de forme, \overline{r} , donnée sur la figure 1 permet de déterminer la valeur du module global de réaction, E_{s} , en fonction de n, si on connaît le module partiel, $E_{s, \text{ lat}}$ ou $E_{s, \text{ tr}}$ qui correspond à la valeur n considérée.

Réaction horizontale pour pieux à sections circulaires

La réaction, p, correspondant à une section circulaire de diamètre B, représente la résultante des pressions horizontales, p, mobilisées à la profondeur courante, z, pour le déplacement horizontal, y.

La mobilisation de la réaction p en fonction du déplacement horizontal y est décrite par la courbe p-y.

La réaction ultime, \overline{p}_{u} , correspond au déplacement horizontal limite y_{u} .

Reese (1962) propose de déterminer \bar{p}_u en fonction d'une réaction théorique limite, \bar{p}_{lim} , qui possède deux expressions analytiques différentes suivant que l'on se situe au-dessus ou au-dessous d'une profondeur critique, z_{cr} :

$$\overline{p}_{lim} = \overline{p}_{sup} \text{ pour } z \le z_{cr}$$

$$\overline{p}_{lim} = \overline{p}_{inf} \text{ pour } z > z_{cr}$$

La profondeur critique, z_{gr} , est la profondeur qui délimite deux mécanismes différents de mobilisation de \overline{p}_u . Dans la présente étude on supposera, de plus, que l'effet de forme ne joue que pour $z \le z_{cr}$. Pour la détermination de z_{cr} (voir § 4).

Pour z \leq z_{cr}, Reese (1989) exprime la réaction ultime, \overline{p}_{u} , en fonction de $\overline{p}_{sup'}$ par l'intermédiaire d'un facteur de correction, A_s:

$$\overline{p}_{u}(z) = A_{s} \overline{p}_{sup} \tag{6}$$

$$Su: A_s = A_s(Z/B); Z,00 \le A_s \le 0,00 \text{ pour } 0 \le Z \le Z_{cr}$$

$$\bar{D}_{sup} = yz \left[\left[\frac{K_0 \cdot tg\phi \cdot sin\beta}{tg(\beta - \phi) \cdot cos\alpha} + \frac{tg^2\beta \cdot tg\alpha}{tg(\beta - \phi)} + K_0 tg\beta(sin\beta tg\phi - tg\alpha) \right] z + \left[\frac{tg\beta}{tg(\beta - \phi)} - K_n \right] B \right]$$
(7)

où : K₀ = 1 - sin ¢, β = 45 + ¢/2, α = (0,5 à 0,67) ¢, K_a = tg²(45 - ¢/2).

La pression normalisée $p_{sup}^* = \overline{p}_{sup}/\gamma zB$, qu'on notera p* pour simplifier, est donnée en fonction de la profondeur normalisée z* = z/B par la fonction f représentée sur la figure 2 :

$$p^* = p^*_{sup} = f(z^*, \phi)$$
 (8)



Pour un angle ϕ donné, la fonction f représente une loi de variation linéaire de la pression normalisée, p*, en fonction de la profondeur normalisée, z*.

En calculant les valeurs p* pour un grand nombre de combinaisons (ϕ , z*), on en déduit l'expression géné-

REVUE FRANÇAISE DE GÉCITECHNIQUE Nº 98 1ª trimestre 2002 rale approchée suivante pour la résistance normalisée, p* :

$$p^* = 2,7 + a\Delta tg\phi + z^* (2 + b\Delta tg\phi)$$
(9)

où : $\Delta tg\phi = tg \phi - tg \phi_0$ où : ϕ , angle de frottement ; $\phi_0 = 30^\circ$;

a et b, coefficients sans dimension fonction de $\boldsymbol{\varphi}$:

 $\phi \leq \phi_0$: a = 5,5 et b = 5,0 ; $\phi > \phi_0$: a = 6,5 et b = 10 La relation (9) permet le calcul de la pression normalisée, p*, pour n'importe quelles valeurs de ϕ et B. On obtient alors $\overline{p}_{sup}(z)$ par :

$$\vec{p}_{sup}(z) = p^*.z^*.B^2.\gamma$$
 (10)

La relation (10) est équivalente à la relation (7). Pour $z^* = z^*_{cr}$ on obtient la valeur maximale de \overline{p}_{sup} :

$$\delta_{sup,max} = p_{cr}^* z_{cr}^* B^2, \gamma$$
 (11)

où : p_{cr}^* est défini par la relation (9) pour z_{cr}^* .

Réactions horizontales pour pieux à sections non circulaires

Réaction horizontale totale

Dans le cas des sections transversales non circulaires, la réaction totale, \overline{p} , est définie pour une profondeur courante, z, par la courbe \overline{p} -y. La courbe de variation de la réaction totale, \overline{p} , résulte de la composition des courbes de variation de la réaction latérale, \overline{p}_{at} , et de la réaction frontale, \overline{p}_{fr} , en fonction de déplacement horizontal, y.

La réaction totale ultime, \overline{p}_{u} , qui correspond au déplacement horizontal limite, y_{u} , résulte de l'addition de la réaction latérale ultime, $\overline{p}_{iat,u}$ et de la réaction frontale ultime, $\overline{p}_{fr,u}$. Ces deux réactions, $\overline{p}_{iat,u}$ et $\overline{p}_{fr,u}$ tout autant que \overline{p}_{u} dépendent de la profondeur, z, par rapport à la profondeur critique, z_{cr} .

2.3.2

Réaction horizontale latérale

La réaction latérale, \bar{p}_{lat} , est la résultante des contraintes tangentielles horizontales qui correspondent aux côtés, L, parallèles à la direction d'application de la charge. C'est une force unitaire de frottement qui se développe entre le pieu et le sol environnant par suite du déplacement horizontal.

A une profondeur donnée, z, la réaction latérale ultime, \overline{p}_{atu} , correspond à un déplacement horizontal limite, y_{u lat}.

En analysant les résultats expérimentaux obtenus sur des pieux instrumentés, Jamiolkovski et Garassino (1997) obtiennent pour le déplacement horizontal limite, $y_{u, lar}$, en fonction du diamètre B du pieu :

 $y_{u, lat} = (0,001 a 0,01) B$

Dans un sol homogène, on peut admettre que la pression \overline{p}_{at} croît linéairement jusqu'à une certaine profondeur, z, puis elle reste constante. Cette hypothèse est basée sur l'analogie avec la loi de variation du frottement axial d'un pieu chargé verticalement.

La bibliographie recommande pour la profondeur à laquelle ces efforts deviennent constants des valeurs de l'ordre de 10 à 20 B.

2.3.3

Réaction horizontale frontale

La réaction frontale, $\bar{p}_{\rm fr}$, est définie comme la résultante des pressions horizontales qui correspondent aux côtés, B, perpendiculaires à la direction d'application de la charge. Les pressions qui sont mobilisées sur les côtés B représentent les contraintes normales qui sont développées dans le sol à l'avant et à l'arrière du pieu par suite du déplacement horizontal.

A une profondeur donnée, z, la réaction frontale ultime, $\overline{p}_{fr,u'}$ correspond à un déplacement horizontal limite, $y_{u,fr'}$

En tenant compte de l'analogie entre la mobilisation de la réaction frontale dans le cas d'une section rectangulaire, d'une part, et la mobilisation de la réaction dans le cas d'une section circulaire, d'autre part, on peut admettre les hypothèses suivantes (Baguelin *et al.*, 1979) :

 la courbe de variation de la réaction frontale en fonction du déplacement horizontal est similaire à la courbe p-y définie pour le cas d'une section circulaire;

– la réaction frontale ultime, $\overline{p}_{\rm fr,u}$, peut être déterminée en utilisant la même méthodologie de calcul que dans le cas de la réaction ultime, $\overline{p}_{u'}$ pour pieux circulaires ;

 $-y_{u, fr}$ est défini d'une manière identique au déplacement horizontal limite, $y_{u'}$ pour pieux circulaires.

3

Construction des courbes p-y pour pieux à sections non circulaires

En tenant compte du procédé analytique pour déterminer les courbes \overline{p} -y pour les pieux à section circulaire (Reese, 1989), de la méthodologie d'obtention des courbes \overline{p} -y dans le cas des barrettes (Baguelin *et al.*, 1979), ainsi que des bases théoriques exposées au § 2, on obtient les courbes \overline{p} -y présentées sur la figure 3, pour les sections rectangulaires dans le cas n = 2,1; n < 2,1 et n > 2,1. La section rectangulaire définie par n = 2,1 représente un cas particulier, puisque le module global de réaction, $E_{s'}$, est divisé en deux parties égales, $E_{s, lat}$ et $E_{s, fr}$ comme dans le cas de la section circulaire.

En ce qui concerne la construction des courbes \overline{p} -y :

 – on admet qu'elles sont définies par quatre zones de variation linéaire;

– on admet que le module de réaction E_{s0} respectivement $E_{s'}$ varie linéairement avec la profondeur z et la pente du premier segment est définie par le gradient du module, K_{s0} respectivement K_{s} .

La courbe p-y est définie par les points caractéristiques suivants :

0, point origine du système d'axes y 0 p;

k, point de coordonnées $(y_k; \overline{p}_k)$;

e, point de coordonnées $(y_e; \overline{p}_e)$;

u, point de coordonnées (y, ; \overline{p}_{0}).

La courbe p-y à une profondeur donnée, z, est obtenue en suivant les étapes présentées ci-dessous.



FIG.3 Allure des courbes de réaction pour le calcul des barrettes.



Détermination des réactions

Réactions ultimes correspondant au déplacement horizontal limite, y

• Réaction latérale ultime, $\overline{p}_{lat,u}$ La réaction latérale ultime, $\overline{p}_{lat,u}$ est calculée par : $\overline{p}_{lat,u} = 2 L f$ (12)

 $o\dot{u}: L = n.B;$

f, force unitaire de frottement

 $f = \gamma.z.K.tg\phi$ (13)

où : γ, poids volumique du sol ;

K, coefficient de pression horizontale pris égal à $\rm K_{0}$ = 1 – sin ϕ (pression au repos) ;

tg ϕ , coefficient de frottement.

On définit le coefficient de réaction latérale ultime, C, par :

$$C_{\phi} = 2K_0 tg \phi \tag{14}$$

En reportant les relations (13) et (14) dans la relation (12), on obtient :

$$\overline{p}_{\text{lat,u}} = n.B.\gamma.z.C_{\phi}$$
(15)

On admet que $\overline{p}_{_{lat,u}}$ devient constante à partir de la profondeur critique, $z_{_{cr}}$ (voir § 2).

On calcule donc $\overline{p}_{lat,u}$ en fonction de la profondeur, z, comme suit :

$$\begin{split} z < z_{cr} : \overline{p}_{lat,u} = n.B.\gamma.z.C_{\phi} \\ z \ge z_{cr} : \overline{p}_{lat,u} = n.B.\gamma.z_{cr}.C_{\phi} \end{split}$$

Réaction frontale ultime, p
_{fr,u}

La réaction frontale ultime, $\overline{p}_{fr,u}$, est prise égale à la réaction ultime, $\overline{p}_{u'}$, définie pour les sections circulaires (voir § 2) :

$$z \le z_{cr} : \overline{p}_{fr,u} = A_s \cdot \overline{p}_{sup}$$

 $z \ge z_{cr} : \overline{p}_{fr,u} = 0.88 \overline{p}_{urf}$

Réaction totale ultime, p
_u

La réaction totale ultime, \overline{p}_{u} , est déterminée par :

$$\overline{p}_{u} = \overline{p}_{lat,u} + \overline{p}_{fr,u}$$
(16)

3.1.2

Réactions correspondant au déplacement horizontal y

• Réaction latérale, $(\overline{p}_{lat})_{e}$ On définit cette réaction par :

$$(\overline{p}_{lat})_{e} = \overline{p}_{lat,u}$$
 (17)

Réaction frontale, (p
_{fr})_e

On calcule cette réaction en fonction de la réaction théorique limite, $\overline{p}_{\text{lim}}$ (voir § 2):

$$(p_{fr})_e = B_s p_{lim}$$
 (18)
où $B_s - facteur de correction (Reese, 1989) : $B_s = B_s (z/B) \cdot 2.1 \le B_s \le 0.5$ pour $0 \le z \le z$$

$$\begin{split} B_s &= B_s \left(z/B \right); 2,1 \leq B_s \leq 0,5 \text{ pour } 0 \leq z \leq z_{cr} \\ z \leq z_{cr} : (\overline{p}_{fr})_e &= B_s \, \overline{p}_{sup} \\ z \geq z_{cr} : (\overline{p}_{fr})_e &= 0,5 \, \overline{p}_{mf} \end{split}$$

• Réaction totale,
$$\overline{p}_{e}$$

On calcule la réaction totale, \overline{p}_{e} , par :
 $\overline{p}_{e} = \overline{p}_{lat,u} + (\overline{p}_{fr})_{e}$ (19)

3.1.3

Réactions qui correspondent au déplacement horizontal y,

• Réaction latérale, $(\overline{p}_{lat})_k$ On calcule cette réaction par : $(\overline{p}_{lat})_k = \overline{p}_{lat,\mu}$ (20)

Réaction frontale, (p
_{fr})_k

La réaction frontale $(\overline{p}_{\rm fr})_k$ est calculée, en fonction de $y_k,$ par :

$$\left(\overline{p}_{\rm fr}\right)_{\rm k} = K_{\rm fr} \, z \, y_{\rm k} \tag{21}$$

où : $K_{\rm fr^\prime}$ gradient du module partiel de réaction frontale

• Réaction totale, p_k

La réaction totale, \overline{p}_i , est déterminée par :

ou:
$$\overline{p}_k = \overline{p}_{lat,u} + K_{fr} \cdot z \cdot y_k$$
 (22)
 $\overline{p}_k = K_s \cdot z \cdot y_k$ (23)

où : K_s – gradient du module global.

3.2

Détermination des déplacements horizontaux

3.2.1

Déplacement horizontal yk

 $n.B.\gamma.z.C_{a} = K_{lat} z y_{k}$

Le déplacement horizontal y_k représente le déplacement horizontal limite, $y_{u, lat'}$ nécessaire pour mobiliser intégralement la réaction latérale, $\overline{p}_{lat'}$. Pour des déplacements horizontaux qui dépassent le déplacement limite $y_{u, lat} = y_k$, la réaction latérale, $\overline{p}_{lat'}$, devient constante et égale à la réaction latérale ultime, $\overline{p}_{lat,u}$. On exprime la réaction (\overline{p}_{u}), par :

rime ia reaction
$$(p_{iat})_k$$
 par :
 $(\tilde{p}_{iat})_k = K_{iat} \ge y_k$ (24)

où : $K_{\mbox{\tiny lat}}$ – gradient du module partiel de réaction latérale.

En identifiant (15) et (24) on obtient :

En tenant compte de la loi de variation linéaire du E ou $E_{\rm s,\ lat}$ en fonction de z, $K_{\rm s}$ z ou $K_{\rm lat}$ z, la relation (5) devient :

$$\overline{r} = K_{lat}/K_s$$
 (26)

En introduisant la relation (26) dans (25) on obtient :

$$\frac{y_{k}}{B} = \frac{n.\gamma.C_{\phi}}{\overline{r}.K_{s}}$$
(27)

On définit le coefficient de gradient du module global, C_{K} par :

$$C_{K} = K_{s} / \gamma$$
(28)

Si on reporte la relation (28) dans (27) on obtient :

$$y_k^* = \frac{n.C_{\phi}}{\overline{r}.C_K}$$
(29)

où : $y_k^{\star}-déplacement horizontal normalisé qui dépend de n et <math display="inline">\phi$; $y_k^{\star}=y_k/B.$

3.2.2

Déplacement horizontal y

Le déplacement horizontal y_e est le déplacement horizontal correspondant à la réaction frontale, $(\overline{p}_{fr})_e$:

Si on porte la relation (30) dans (19) on obtient :

$$\overline{p}_e = \overline{p}_{iat,u} + K_{fr} z y_e$$
 (31)

ou ;

$$\overline{p}_{e} - \overline{p}_{lat,u} = K_{fr} z y_{e}$$
(31)

On peut exprimer la réaction également par : $\overline{\mathbf{p}} = \overline{\mathbf{p}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{z} (\mathbf{v} - \mathbf{v})$ (32)

 $\overline{p}_{k} - \overline{p}_{\text{lat},u} = K_{\text{fr}} z y_{k}$ (33)

Si on considère les relations (31') et (33) y_e peut être défini en fonction de y_k :

$$\omega_{e} = \frac{y_{e}}{y_{k}} = \frac{\overline{p}_{e} - \overline{p}_{iat,u}}{\overline{p}_{k} - \overline{p}_{iat,u}}$$
(34)

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 90 1º trimestre 2005 Le déplacement y_e dépend de n et ϕ par y_k , mais aussi de la profondeur courante, z, et de la profondeur critique, z_{cr} . Les valeurs du rapport y_e/y_k ont été déterminées en fonction de la profondeur réduite, $\overline{z} = z/z_{cr}$. Pour des profondeurs courantes $z \le z_{cr}$, c'est-à-dire pour des profondeurs réduites $\overline{z} \le 1$, la variation de $\omega_e =$ y_e/y_k en fonction de \overline{z} est linéaire. Pour $z > z_{cr}$ le rapport y_e/y_k devient constant. La figure 4 donne les variations de $\omega_e = y_e/y_k$ en fonction de \overline{z} pour différentes valeurs de n et de ϕ .



Déplacement horizontal y

Le déplacement horizontal y_u est le déplacement horizontal limite pour lequel la réaction totale, \overline{p} , devient égale à la réaction totale ultime, \overline{p}_u . Si le déplacement horizontal, y, dépasse le déplacement limite, $y_{u'}$ la réaction totale ultime, \overline{p}_u , reste constante. Si on applique un procédé de calcul similaire à celui présenté auparavant, le déplacement horizontal limite, y_u , peut être exprimé en fonction du y_e par :

$$\omega_{\rm u} = y_{\rm u}/y_{\rm e} \tag{35}$$

Les valeurs de ω_u ont été déterminées en fonction de n, ϕ , z et z_{cr} . Les variations du rapport $\omega_u = y_u/y_e$ en

fonction de \overline{z} pour différentes valeurs n et ϕ sont donnés sur la figure 5.

Paramètres caractéristiques d'interaction

La profondeur critique, z_{cr} , le module de réaction, E_s (ou le gradient du module de réaction, K_s) et la longueur de transfert, l_0 , sont des paramètres caractéristiques de l'interaction. A partir d'eux, on peut déterminer tous les autres paramètres intervenants dans la construction des courbes des réactions.

4.1

Profondeur critique z_{cr}

Dans le cas des pieux à section circulaire, la profondeur critique est définie comme la profondeur à laquelle la réaction limite de surface, \bar{p}_{sup} devient égale à la réaction limite en profondeur, \bar{p}_{inf} . En écrivant l'égalité des deux réactions limites on arrive à déterminer la valeur de la profondeur critique, z_{cr} .

Dans le cas des pieux à section rectangulaire, la détermination de la profondeur critique, z_{cr} , par une relation analytique n'est pas possible, à cause du mécanisme différent de mobilisation des deux types de réactions, latérale et frontale, qui, par leurs effets combinés, définissent la réaction totale.

4.1.1

Étude paramétrique

Afin de déterminer la profondeur critique dans le cas des pieux à section quelconque, une étude paramétrique a été réalisée par ordinateur en utilisant le logiciel LPILE^{Pius} (1990). On a analysé 132 variantes, dont 12 cas de pieux circulaires et 120 cas de pieux carrés ou rectangulaires.

Le tableau I présente les caractéristiques géométriques des sections transversales et les caractéristiques géotechniques pour les 132 cas analysés.

Pour tous les cas étudiés, on a considéré la charge horizontale appliquée au niveau du sol et le pieu libre en tête.

L'étude paramétrique s'est déroulée en trois étapes. La description détaillée de l'étude paramétrique est présentée par Rādulescu (1998).

| Synthèse | des | caractéristiques | | |
|--------------|---|--|--|--|
| géométriques | et géote | chniques | de l'étude | |
| | Synthèse géométriques paramétrique. | Synthèse des géométriques et géote paramétrique. | Synthèse des caracté géométriques et géotechniques paramétrique. | |

| Nombre de cas | Forme de la section transversale | n | B(m) | Φ(°) | γ (kN/m³) |
|------------------|--|-------------|-----------|----------|--------------|
| 12 | circulaire | - | 1,1à2 | | 10 à 20 |
| 24 | carrée | 1 | 0,6 à 1,3 | 20;30;40 | |
| 96 | rectangulaire | 0,2;0,5;2;5 | 0,6à6,0 | | |



4.1.2

Présentation et interprétation des résultats

Pour généraliser les résultats obtenus, la profondeur critique, (z_{cr}), déterminée pour chaque cas a été normalisée :

$$(z_{cr}^{*})_{i} = \frac{(z_{cr})_{i}}{B_{i}}$$
 (36)

Les valeurs $(z_{cr}^*)_i$ ont été classées en 15 groupes, en fonction de n et ϕ , chaque groupe contenant 8 valeurs. Pour chaque groupe, on a calculé la valeur moyenne de la profondeur critique normalisée (z_{cr}^*) . Les variations maximales, par rapport aux valeurs moyennes, pour chaque groupe sont égales à \pm 2,5 %.

Le tableau II présente les valeurs $(z_{\mbox{\tiny cr}}^{\star})$ en fonction de n et $\phi.$

L'analyse de ces valeurs montre, comme on pouvait s'y attendre, que l'angle de frottement, ϕ , mais surtout l'élancement, n, ont une certaine influence sur la profondeur critique normalisée. Plus l'angle ϕ est petit et le rapport n est grand, plus la valeur z_{cr}^* est élevée.

 TABLEAU II
 Valeurs des profondeurs critiques, $z_{cr'}^*$ en fonction de n et ϕ .

| | n | | | | | |
|--------|-----|-----|-----|-----|------|--|
| \$ (°) | 0,2 | 0,5 | 1 | 2 | 5 | |
| | | | Z* | | 200 | |
| 20 | 2,9 | 3,8 | 5,8 | 8,2 | 12,0 | |
| 30 | 1,9 | 2,5 | 3,8 | 6,2 | 10,0 | |
| 40 | 1,2 | 1,6 | 2,6 | 4,9 | 8,5 | |

On a déterminé les trois courbes de variation de la profondeur critique normalisée, $z_{cr'}^*$ en fonction de n, pour $\phi = 20^\circ$, $\phi = 30^\circ$ et $\phi = 40^\circ$, respectivement. On a également déterminé les courbes de variation de z_{cr}^* en fonction de ϕ , pour n = 0,2 ; 0,5 ; 1,0 ; 2,0 et 5,0. Les deux familles de courbes ($z_{cr'}^*$ n) et ($z_{cr'}^*$, ϕ), représentées dans un double système d'axes, (nO $z_{cr'}^*$) et (ϕ O $z_{cr'}^*$) respectivement, ont permis, par extrapolation, l'extension du domaine des valeurs de l'angle ϕ de 15° jusqu'à 45°, ainsi que l'établissement des courbes ($z_{cr'}^*, \phi$) pour d'autres valeurs n, telles 0,8 ; 1,5 et 3,5.

Les graphiques de variation de la profondeur critique normalisée, z_{cr}^* , en fonction de n et ϕ sont présentés sur la figure 6. Ces graphiques permettent la détermination, par interpolation, des valeurs z_{cr}^* pour n'importe quelle combinaison de n et de ϕ , pour n \in [0,2;5] et $\phi \in$ [15°; 45°].

La profondeur critique, z_{cr}, déterminée par l'intermédiaire des diagrammes obtenus, est un paramètre caractéristique de l'interaction pieu-sol.

La relation (11) met en évidence l'effet de forme sur la réaction limite en surface, \overline{p}_{sup} , par l'intermédiaire de la profondeur critique normalisée, z_{cr}^* .

4.2

Gradient du module, K_{so}

Comme indiqué au paragraphe 2, dans le cas d'une section rectangulaire avec n = 0,5, il n'y a pas d'effet de forme, c'est-à-dire que le module de réaction, E_s , correspondant à cette section est égal au module de réaction, E_{sor} correspondant à la section circulaire.

En admettant que l'effet de forme décroît avec la profondeur et devient nul à la profondeur critique, $z_{cr'}$ et tenant compte du fait que $E_s = E_{s0}$ pour n = 0,5, on

admet, pour déterminer le gradient du module, $K_{s0'}$ que la courbe \overline{p} -y pour la section rectangulaire avec n = 0,5 (définie par la méthode proposée dans cette étude) est identique, à la profondeur $z_{cr'}$ à la courbe \overline{p} -y définie par Reese (1989) pour la section circulaire.

Dans ce qui suit, on exprime le gradient du module, K_{so} , en fonction du coefficient de gradient du module de réaction, C_{Ko} , coefficient de gradient en abrégé, défini par la relation (28).

Coefficient de gradient, C_{ko}

La détermination du coefficient C_{κ_0} impose la condition d'identité des deux courbes \overline{p} -y aux points caractéristiques. Chaque point caractéristique est défini par le déplacement horizontal, y, et la réaction, \overline{p} , correspondante.

Les déplacements horizontaux et les réactions ont été définis tant par les expressions de Reese (1989) que par celles qui sont données au paragraphe 3. Cette procédure, présentée en détail par Radulescu (1998), a permis d'obtenir l'expression suivante pour le coefficient C_{ko} :

$$C_{\nu 0} = 120 (B_{e}, \overline{p}_{er}^{*} - 2, 1, C_{e})$$
 (37)

Comme indiqué plus haut, le module de réaction, E_{s0}, dépend, entre autres, de la rigidité relative, *l/l*₀, du système pieu-sol ; les valeurs E_{s0} augmentent si le rapport *l/l*₀ augmente, pour un angle ϕ donné. Conformément aux définitions du gradient du module, K_{s0}, et du coefficient de module, C_{K0}, celui-ci dépend nécessairement de la rigidité relative.

D'après les hypothèses de calcul sur lesquelles est basée la procédure d'obtention de la relation (37), les valeurs $C_{\kappa 0}$ correspondent au cas où $l/l_0 = 2,2$, limite inférieure pour les pieux souples. L'influence de la rigidité relative sur les valeurs $C_{\kappa 0}$ peut être prise en compte par :

$$(C_{K0})_{max} = \lambda (C_{K0})_{min}$$
(38)

où : $(C_{K0})_{max'}$ coefficient du module maximal, $(K_{s0})_{max'}$ correspondant à la rigidité relative $D_0 = 9.2$;

 $(C_{K0})_{min}$, coefficient du module minimal, $(K_{s0})_{min}$, correspondant à la rigidité relative $l/l_0 = 2,2$ déterminé selon la relation (37);

 λ , coefficient de rigidité relative, obtenu à partir des résultats de l'étude théorique tridimensionnelle de Baguelin *et al.* (1979) :


$$\lambda = \frac{E_{s0}^{max}}{E_{s0}^{min}} = 1,82$$

Les valeurs $C_{K0'}$ calculées par les relations (37) et (38) pour différentes valeurs ¢, sont présentées dans le tableau III.

| | | | | (°) ∅ | | | |
|-----------|-----|-----|-----|-------|-------|-------|---------|
| M_{μ} | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| | | | | CKO | | | |
| 2,2 | 170 | 245 | 347 | 525 | 794 | 1 318 | 2 3 4 4 |
| 9,2 | 309 | 447 | 631 | 955 | 1 446 | 2 399 | 4 266 |

TABLEAU III Valeurs du coefficient du gradient, CKO en fonction de l/l_o et ϕ .

Détermination du gradient du module, K.

Le gradient de module, K_{s0} , est déterminé en fonc-tion de C_{K0} et du poids volumique γ . Le tableau IV com-pare les valeurs de $(K_{s0})_{med}$, $(K_{s0})_{min}$ et $(\overline{K}_{s0})_{max}$ recom-mandées dans la littérature à celles calculées par la présente méthode.

Il faut remarquer :

- qu'il faut comparer les valeurs obtenues pour γ = 20 kN/m3 avec les valeurs de Reese et Allen (1977) audessus de la nappe et les valeurs obtenues pour $\gamma =$ 10 kN/m³ avec les valeurs de Reese et Allen (1977) audessous de la nappe ;

– que les valeurs $\mathrm{K}_{\mathrm{s}^0}$ recommandées dans la littérature dépendent exclusivement des caractéristiques géotechniques du sol ;

 que les valeurs K_{s0} calculées ici dépendent tant des caractéristiques géotechniques que de la rigidité relative du système pieu-sol ; les valeurs 1/1, ayant un intérêt pratique se situent dans un intervalle plus restreint, à savoir $l/l_0 \in [3,3;6,3]$.

Gradient du module, K

Le gradient du module, K_{s'} pour les sections rectan-gulaires avec n \in [(0,2; 0,5) \cup (0,5; 5)], est défini en fonction du gradient K_{s0} par l'intermédiaire du facteur global de forme, r (voir Fig. 1) :

$$= r K_{s0}$$
 (39)

Comme dans le cas de K_{s0} le gradient du module, K_s , est déterminé par l'intermédiaire du coefficient de gradient, C_k.

Coefficient de gradient, C,

En reportant la relation (28) dans la relation (39), on obtient l'expression du coefficient de gradient, C_k :

$$C_{K} = r C_{K0}$$
 (40)

où r et C_{ko} sont définis en fonction de la rigidité relative, 1/1, comme suit :

•
$$l/l_0 = 2,2 : r = r'$$
 (voir Fig. 1)

 $C_{K0} = (C_{K0})_{min}$ selon la relation (37)

• $l/l_0 = 9.2$: r = r'' (voir Fig. 1)

 $C_{K0} = (C_{K0})_{max}$ selon la relation (38)

L'influence de la rigidité relative, l/l_0 , sur le coefficient, $C_{\rm K}$, peut être généralement exprimée par :

$$(C_{K})_{max} = \lambda' (C_{K})_{min}$$
(41)

où : λ' , coefficient général de rigidité relative ; $\lambda' = \lambda$. $\frac{1}{r'}$. Dans le cas particulier de la section circulaire ou rectangulaire avec n = 0,5, $\lambda' = \lambda$ parce que r'' = r' et

donc la relation (41) est identique à la relation (38). Le tableau V présente les valeurs C_k calculées selon la relation (40).

On constate que la gamme des valeurs C_k obtenues est très étendue. Le rapport entre la valeur maximale, $(C_{\kappa})_{max'}$ correspondant à $\phi = 45^{\circ}$, n = 5 et $l/l_{o} = 9.2$ et la valeur minimale, $(C_k)_{min'}$ correspondant à $\phi = 15^\circ$, n = 0,2 et $l/l_0 = 2,2$ est égal à 43,7. Pour cette raison, on a choisi de présenter sur la figure 7 les valeurs de log C_v en fonction de n, ϕ et l/l_{0} .

| Antone | | K ₄₀ (kN/m ³) | | | |
|-----------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|--|
| Auteur | (K _{s0}) _{med} | (K _{s0}) _{min} | (K _{s0}) _{max} | Notes | |
| Reese et Allen (1977) | 30 733* | 6 800 | 61 000 | Au-dessus de la nappe | |
| | 18 533* | 5 400 | 33 900 | En dessous de la nappe | |
| Solétanche (1982) | 26 700* | 7 900 | 58 800 | | |
| Rādulescu (1998) | 21 770*/26 900*** | 3 400/3 750** | 85 320/66 400*** | $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ | |
| | 10 885*/13 450**** | 1 700/1 875** | 42 660/33 200*** | $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ | |

TABLEAU IV Valeurs (K_{s0})_{med}, (K_{s0})_{min}, (K_{s0})_{max}.

* Valeurs déterminées comme moyenne arithmétique de toutes les valeurs recommandées.

** Valeurs pour $l/l_0 = 3,3$ *** Valeurs pour $l/l_0 = 6,3$

**** Valeurs moyennes déterminées pour $M_0 \in [3,3:6,3]$

| | | \$ (°) | | |
|-----|-----|--------|-------|-----|
| n | 15 | 30 | 45 | Ma |
| | | C | | |
| 0.2 | 162 | 501 | 2 239 | 2,2 |
| 0,2 | 289 | 891 | 3 981 | 9,2 |
| 1 | 179 | 558 | 2 471 | 2,2 |
| | 346 | 1 054 | 4 708 | 9,2 |
| 5 | 229 | 714 | 3 162 | 2,2 |
| | 513 | 1564 | 7 079 | 9,2 |

TABLEAU Y Valeurs du coefficient du gradient, C_k , en fonction de l/l_0 et ϕ .

Pour toute combinaison (n, ϕ , l/l_0) où n \in [0,2 à 5,0], $\phi \in$ [15° à 45°] et $l/l_0 \in$ [2,2 à 9,2], la valeur C_K correspondante se trouve dans le domaine délimité par les deux courbes représentées sur la figure 7. La relation entre log $C_{_{\rm K}}$ et n, φ et $l/l_{_0}$ est de type hyperbolique :

$$log C_{Kij} = A_{ij} e^{n.Bij} n^C$$
(42)
où : A_{ij} = 3,63 - 0,037. $\Delta (I/I_0)_i - 1,557. \Delta tg\phi_i$

$$\begin{split} B_{ij} &= [0,01-5,7,10^{-4},\Delta(l/l_0)_i],(1+0,8.\Delta tg\varphi_j)\\ C &= 0,006\\ avec \ \Delta \ (l/l_0)_i &= (l/l_0)_{max} - (l/l_0)_i \end{split}$$

 $o\hat{u}: (l/l_0)_{max} = 9,2$

(1/1_), rigidité relative de calcul

 $\Delta tg \phi_i = tg \phi_{max} - tg \phi_i$

 $o\dot{u}: \phi_{max} = 45^{\circ}$

 $\phi_{i'}$ angle de calcul

 $\varphi_i=\varphi_i$ pour un pieu à section circulaire à z quelconque

 ϕ , pour pieu à section non circulaire à $z = z_{cr}$

ø, angle de frottement

La valeur du coefficient de module, C_{g} , est déterminée de manière graphique (Fig. 7) ou numérique (relation 42) pour toute combinaison de valeurs (n, ϕ , l/l_{o}).



 C_{κ} dépendant de (l/l_0) et la longueur de transfert, $l_{0'}$ dépendant elle-même de C_{κ} (voir ci-dessous), C_{κ} est déterminé par une procédure itérative, car la valeur l_0 n'est pas connue *a priori*.

4.3.2

Détermination du gradient du module, K

Le gradient du module, $K_{s'}$ est calculé en fonction de C_{κ} et du poids volumique, γ .

Le tableau VI présente les valeurs extrêmes de K_s, correspondants à n = 0,2 et $l/l_0 = 2,2$ et à n = 5 et $l/l_0 = 9,2$, pour $\phi = 15^\circ$ et $\phi = 45^\circ$ respectivement.

TABLEAU VI Valeurs du gradient du module, $K_{s'}$ pour $\Phi = 15^{\circ}$ et $\Phi = 45^{\circ}$.

| 12.00.12 | (°) | Φ | | 5151 | |
|-----------------------|--------------------|--------|------|------|--|
| γ(kN/m ²) | 45 | 15 | 1/1, | B | |
| | N/m ³) | Ks (k | | | |
| 20 | 44 780 | 3 240 | 2,2 | 0,2 | |
| 20 | 141 580 | 10 260 | 9,2 | 5 | |
| 10 | 22 390 | 1 620 | 2,2 | 0,2 | |
| 10 | 70 790 | 5 130 | 9,2 | 5 | |

Le tableau VII présente les valeurs moyennes, ${(K_s)}_{med}$ et ${(K_{s0})}_{med}$ déterminées d'après les valeurs K_s et K_{s0} calculées.

TABLEAU VII Valeurs moyennes du gradient du module, $(K_s)_{med}$ et $(K_{s0})_{med}$.

| Au-dessus de la nappe (K _s) _{med} | En dessous de la nappe (K _{sp}) _{med} | Observations |
|---|---|---|
| 49 960 kN/m³ | 24 980 kN/m ³ | Moyenne des valeurs calculées K |
| 44 360 kN/m ³ | 22 180 kN/m ³ | Moyenne des valeurs calculées K _{s0} |

En analysant les valeurs présentées dans les tableaux IV, VI et VII, on constate que, bien que l'intervalle des valeurs calculées K_s soit bien plus grand que l'intervalle des valeurs calculées K_{s0} , la moyenne des valeurs de $(K_s)_{med}$ est seulement d'environ 13 % supérieure à la moyenne des valeurs de $(K_{s0})_{med}$.

Les valeurs de K_s mettent en évidence tant l'effet de forme de la section transversale que celui de rigidité relative et K_{s max}/K_{s min} = 43,7, alors que les valeurs de K_{s0} ne sont influencées que par la rigidité relative et K_{s0 max}/K_{s0 min} = 25,1.

4.4

Longueur de transfert, Io

La longueur de transfert, $l_{\rm o\prime}$ est définie par la relation :

$$l_0 = 4 \sqrt{\frac{4E_p I_p}{E_s}}$$
(43)

Dans la relation (43), E_s est présumé constant avec la profondeur. Dans ce cas, le module E_s s'exprime par: $E_s = k_s B$ (44)

où : k, coefficient de réaction Winkler.

Comme l'hypothèse de E_s constant n'est acceptable que dans des cas particuliers, on utilise habituellement une variation linéaire du module E_s avec la profondeur z :

$$E_s = K_s.z \tag{45}$$

Afin de définir la longueur de transfert, $l_{0'}$ on utilise le module moyen, $E_{s, med}$:

$$E_{s,med} = K_s z_s$$
(46)

où : z_{s} est la profondeur spécifique définie par la condition d'équivalence entre la relation (44) et la relation (45).

On observe dans les expérimentations que la profondeur d'influence, z_{μ} égale à la longueur efficace, longueur du pieu qui participe effectivement à la reprise des efforts horizontaux, est d'environ 10 B. Ceci permet alors d'écrire la relation suivante entre z_{μ} et z_{cr} :

$$z_1 - 2 z_{cr}$$
 (47)

 $E_{s, med}$, représentant la moyenne des valeurs E_s correspondant aux profondeurs z = 0 (niveau du terrain naturel) et $z = z_{i'}$ il en résulte, selon les relations (46) et (47), que la profondeur spécifique, z_s , répond à la relation :

$$z_s = z_1/2 = z_{cr}$$
 (48)

En remplaçant, dans la relation (46), les relations (28) et (48), on obtient alors pour $E_{e_{med}}$:

$$E_{s.med} = C_{k}.\gamma.z_{cr}$$
(49)

Il faut préciser que, dans le cas de la section circulaire, $E_{s0, med}$ est calculé en fonction de C_{K0} .

Le module moyen de réaction, $E_{s, med}$, en fonction duquel est calculée la longueur de transfert, l_0 , sera nommé simplement, par la suite, module de réaction, E_c .

En remplaçant, dans la relation (43) la relation (49), la longueur de transfert, l_0 , s'exprime alors sous la forme :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_pI_p}{C_k, \gamma, z_{cr}}}$$
(50)

En analysant la relation (50), on constate que la longueur de transfert, l_0 , dépend des facteurs suivants : – dimensions géométriques de la section transversale, par B et I_p ;

– forme de la section transversale, par z_{cr} et C_{K} ;

– caractéristique de déformabilité du matériau avec lequel est fabriqué le pieu, par $E_{\rm p}$;

– caractéristiques géotechniques du sol, γ et $\varphi,$ par C_{K} et z_{cr} ;

– rigidité relative, l/l_{0} , par C_K.

Comme il a été déjà précisé, le coefficient de gradient, $C_{\rm gr}$, dépend de la rigidité relative, $l/l_{0'}$ qui dépend à son tour de $C_{\rm K}$ par l_0 . Compte tenu de ceci, la longueur de transfert, l_0 , est déterminée par une procédure itérative, car la valeur $C_{\rm K}$ n'est pas connue *a priori*. La procédure itérative est décrite en détail par Radulescu (1998). La convergence est habituellement obtenue avec quatre itérations, au plus.

Étapes de calcul. Méthodologie

On récapitule ci-dessous les différentes étapes de la construction d'une courbe de réaction p-y à niveau donné, suivant les résultats théoriques présentés dans le présent article.

5.

Données d'entrée

Le pieu est défini par : B, L, n, l, E_pI_p et le sol caractérisé par : ϕ , γ .

5.2

Détermination des paramètres caractéristiques d'interaction

1) Profondeur critique, z_{cr}

 $z_{\it cr}^{\ast}$ est donné par la figure 6 en fonction de n et ϕ et $z_{\it cr}=z_{\it cr}^{\ast}.B$

2) Coefficient de gradient, C_{K}

a) On suppose une rigidité relative initiale, $(l/l_0)_0 = 2,2$

b) $(C_{\rm g})_0$ est calculé par la relation (42) ou la figure 7 en fonction de n, ϕ et $(l_0/l_0)_0$

3) Longueur de transfert, $(l_0)_0$

 $(l_{\rm o})_{\rm o}$ est donné par la relation (50) en fonction de $\rm E_p I_{p'}$, $\gamma_{\rm cr}$ et $(\rm C_K)_{\rm o}$

4) Rigidité relative, (l/l₀)₁

Les étapes 2.b et 3 sont répétées jusqu'à la vérification de la condition de convergence :

$$\frac{(\mathcal{U}l_0)_i - (\mathcal{U}l_0)_{i-l}}{(\mathcal{U}l_0)_i}.100 \le 2\%$$
(51)

où : $(l/l_0)_{i'}$ rigidité relative obtenue dans l'itération courante, i ;

 $\left(l/l_{\rm D}\right)_{\rm i-l'}$ rigidité relative obtenue dans l'itération antérieure, i-1 ;

A convergence, à l'itération i, on obtient $(C_{\kappa})_i$. 5) Gradient du module global, K_s

 K_s est obtenu par : $K_s = (C_{\kappa})_1 \gamma$; relation (28).

5.3

Détermination des courbes de réaction globales pour les pieux à section carrée ou rectangulaire (barrettes)

5.3.1

Détermination des déplacements horizontaux caractéristiques aux courbes p-y

1) Déplacement horizontal, yk

 y_k^* est obtenu par la relation (29) en fonction de n, $C_k,\ C,\ et \overline{r},\ C,\ étant$ défini par la relation (14) en fonction de K_0 et ϕ et \overline{r} par la figure 1

 $et y_k = y_k^*.B$

2) Déplacement horizontal, ye

 $\omega_{_{e}}$ est déterminé grâce à la figure 4 en fonction de n, ϕ, z et $z_{_{cr}}$

et $y_e = \omega_e y_k$

3) Déplacement horizontal limite, y_u

 $\omega_{_{e}}$ est déterminé grâce à la figure 5 en fonction de n, $\phi,$ z et $z_{_{cr}}$

et $y_u = \omega_u y_e = \omega_u \omega_e y_k$

Le tableau VIII compare les valeurs des déplacements normalisés $y_{k'}^* y_e^*$ et y_u^* et des déplacements relatifs ω_e et ω_u indiquée par Reese (1989) à celles calculées par la présente méthode.

5.3.2

Détermination des réactions totales caractéristiques aux courbes p-y

1) Réaction globale, \overline{p}_k

 \overline{p}_k est donnée par la relation (23) en fonction de $K_{s'}$ z et y_k

2) Réaction globale, \overline{p}_e

p_e est déterminée par :

$$\overline{p}_e = \overline{p}_{lat.u} + \overline{p}_{fr.e}$$

où : $\overline{p}_{fr,e}$ est déterminée par la relation (18) en fonction de B_s et $\overline{p}_{lim}(voir \S~2)$

3) Réaction globale ultime, p_u

p_u est calculée par :

$$p_u = p_{lat,u} + p_{fr,u}$$

| | TABLEAU VIII | Valeurs | de y*, | y*, | У*, | $\omega_{e'}$ | (i) _u * |
|--|--------------|---------|--------|-----|-----|---------------|--------------------|
|--|--------------|---------|--------|-----|-----|---------------|--------------------|

| Auteur | y * | У"a | Y* | ω, | 0 | Notes |
|------------------|--------------|-------------|--------------|----------|---------|----------------------------|
| Reese (1989) | 0,001 à 0,01 | 0,0166 | 0,0375 | 1,7 à 17 | 2,25 | pieux à section circulaire |
| Rādulescu (1998) | 0,001 à 0,01 | 0,01 à 0,02 | 0,013 à 0,06 | 1 à 20 | 1,3 à 3 | n ∈ [0,2 ; 5] |

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 98 1ª trimestre 2002 où : $\overline{p}_{_{lat,u}}$ est donnée par la relation (15) en fonction de n, B, $\gamma,$ z et C $_{_{\!\!\!\!0}}$

 $\overline{p}_{fr,u}$ est prise égale à la réaction ultime, \overline{p}_u , définie pour les sections circulaires (voir § 2).

Conclusion

6

On propose une méthode théorique qui permet la détermination des principaux paramètres caractéristiques de l'interaction entre le sol de fondation et les pieux chargés horizontalement. Ces paramètres sont la profondeur critique, le module de réaction, E_{s} (ou le gradient du module de réaction, K_{s}) et la longueur de transfert, l_{o} ces deux derniers étant définis par une procédure itérative en fonction des caractéristiques géométriques du pieu (dimensions et forme de la section transversale) et des caractéristiques géotechniques du

sol. Ces paramètres caractérisent globalement le comportement du système sol-pieu.

L'effet de la forme non circulaire de la section transversale influence non seulement les paramètres caractéristiques d'interaction mais aussi les courbes de mobilisation de la réaction \overline{p} , en fonction du déplacement horizontal, y.

On présente la méthodologie de construction des courbes \overline{p} -y dans le cas des pieux à section carrée ou rectangulaire (barrettes).

Afin de valider les principes théoriques, ainsi que la méthodologie présentée concernant l'obtention des paramètres caractéristiques d'interaction sol-pieux, les résultats expérimentaux obtenus sur des pieux circulaires et des barrettes en vraie grandeur, chargés horizontalement, ont été utilisées. La confrontation entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus par les calculs sera présentée dans un deuxième article. Elle confirme la validité des bases théoriques et des solutions analytiques et résultats numériques présentés ici.

Bibliographie

- Baguelin F., Carayannacou-Trezos S., Frank R. – « Réaction latérale des pieux : effets de forme et effets tridimensionnels ». Bull. Liaison LPC, 104, nov.-déc., 1979, p. 33-47.
- Jamiolkowski M., Garassino A. « Soil modulus for laterally loaded piles ». *Proc. 9th ICSMFE*, vol. 4, Tokyo, 1977, p.43-55.
- Rădulescu N. Fundatii de adâncime. Parametri caracteristici de interactiune. Bucu-

resti, Editura Conspress, 1998, p. 176. Reese L.C. – « Ultimate resistance against a rigid cylinder moving laterally in a cohesionless soils ». Journal of the Society of Petroleum Engineers, 1962,

- Reese L.C., Allen J.D. « Laterally loaded piles : Program Documentation ». *Journal of Geotech. Eng. Div.*, ASCE, vol. 103, GT4, 1977, p. 287-305.
- Reese L.C. (1989) Analysis of piles subjected to latéral loading. Lectures notes, University of Texas, Austin, november, 1989, 298 p.
- Soletanche Design Criteria Permanent Ground Anchors, Final Report n°. FHWA/RD-81/150, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Sept., 1982, p. 18-22. LPILE^{PLUS} – Ensoft, Inc. Austin, Texas, 1990.

Comportement mécanique d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la seine

NILTON VALLE

Ingénieur Département des routes (DER/SC), État de Santa Catarina, Rua Duarte Schütel, 233 Apt. 601-1, 88.015-640 Florianópolis, Santa Catarina, Brésil (Nilton@der.sc.gov.br)

Thèse soutenue le 11 juillet 2001,

sous la direction de Daniel Levacher et de Jean-Claude Blivet préparée à l'université de Caen/Basse-Normandie au LRPC de Rouen et au CER de Rouen

Ce mémoire de thèse est consacré à l'étude du comportement mécanique d'un sol alluvionnaire constitué de particules de dimensions très variables, que l'on qualifie de « sol grossier ». Le seuil en gros éléments permettant l'appellation de sol grossier est défini par la dimension minimale D_s des gros éléments et le pourcentage d'éléments supérieurs à cette dimension. Ce seuil peut varier de 20 à 63 mm.

Les travaux de recherche ont pour objectif de juger de la pertinence des modèles rhéologiques adaptés à ces matériaux et des procédures de détermination de leurs paramètres en laboratoire ou en place.

De l'étude bibliographique, nous constatons que les paramètres qui interviennent dans le comportement des sols grossiers, sont : la masse volumique, la forme des particules, la distribution granulométrique, la teneur en eau, la taille des particules, les dimensions de l'équipement. La masse volumique est sans doute le facteur le plus important.

Des essais effectués à la boîte de cisaillement direct ont montré l'influence du diamètre maximal des gros grains et de la reconstitution des éprouvettes sur le comportement mécanique du sol. Des essais triaxiaux avec quatre modes de compactage des éprouvettes en laboratoire ont été réalisés et les résultats ainsi obtenus ont été comparés à ceux issus d'essais triaxiaux effectués sur des éprouvettes taillées dans deux remblais expérimentaux. L'influence de la granularité a été étudiée.

Des essais de comportement ont été menés. Ils comprennent des essais triaxiaux sur des éprouvettes taillées dans les couches du remblaí, des essais à la plaque et des essais pressiométriques. Ils ont permis de comparer les résultats ainsi obtenus à ceux des essais de laboratoire.

Nous avons déterminé des relations entre les paramètres c, ϕ et E avec le diamètre maximal des grains et la masse volumique du matériau. Ces relations peuvent servir à l'estimation de ces paramètres.

Mots-clés : sols grossiers, alluvions, comportement mécanique, angle de frottement interne, cohésion, compactage, granulométrie et granularité, essai triaxial, boîte de cisaillement direct, remblais expérimentaux, essais en place.

Étude des mécanismes de rétention et de transfert des polluants non miscibles dans les sols fins non saturés PASCALE ALZOGHBI-MASSAAD

8, rue Pierre-Baudry, 92140 Clamart (Pascale_MASSAAD@spiefondations.fr)

Thèse soutenue le 26 octobre 2001, sous la direction de Pierre Delage et Yu Jun Cui à l'École nationale des ponts et chaussées (CERMES)

Un produit pétrolier accidentellement déversé à la surface du sol s'infiltre dans la zone non saturée pour atteindre la nappe phréatique et engendrer potentiellement des risque sanitaires. Le but du travail est l'étude des mécanismes de rétention et de transfert d'un polluant hydrocarboné (hydrocarbure désaromatisé « Soltrol 170 ») dans la zone non saturée. L'étude a été faite sur un limon des plateaux de l'Est parisien (limon de Jossigny) compacté à diverses masses volumiques et teneurs en eau.

Des cellules de rétention triphasiques originales ont été développées afin de permettre la détermination de la courbe de rétention en hydrocarbure des échantillons de limon non saturé, ainsi que l'étude de la perméabilité à l'hydrocarbure à divers degrés de saturation, lorsque l'eau, l'air et l'huile coexistent au sein du sol. Des essais de résistance à la compression simple ont permis d'identifier les trois mécanismes d'interaction possibles entre le polluant et le sol non saturé. A faible densité et degré de saturation, le polluant peut se trouver en contact direct avec les minéraux argileux, ce qui engendre un raidissement du matériau. A une densité moyenne, c'est la capillarité qui caractérise les interactions entre fluides. A forte densité, le comportement du sol est conditionné par le piégeage de l'air. Ces observations ont été confirmées par une étude microstructurale des effets du polluant ; à faible densité, on a observé une augmentation significative de la microporosité, conséquence des interactions minéraux-polluant ; à une densité moyenne, on a observé seulement une augmentation de la macroporosité due à la diminution de la capillarité par l'infiltration du polluant.

Les paramètres ainsi déterminés ont été utilisés pour une modélisation numérique des transferts d'hydrocarbures dans un massif de sol non saturé à l'aide du code U-Dam (CERMES), permettant de quantifier l'importance du débit de fuite.

Thèses (1er trimestre 2002)

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 septembre 2002.

Modélisation du comportement à court et à long terme des roches de la formation ferrifère lorraine

DRAGAN GRGIC

Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages (LaEGO), École nationale supérieure de géologie de Nancy, rue du Doyen-Marcel-Roubault, BP 40, 54501 Vandœuvre-lès-Nancy, France (Dragan.Grgic@ensg.inpl-nancy.fr)

> Thèse soutenue le 26 octobre 2001, sous la direction de Françoise Homand à l'ENSG de Nancy (LaEGO) (Francoise.Homand@ensg.inpl-nancy.fr)

Des effondrements d'anciennes exploitations de minerai de fer, formées de chambres et piliers, se produisent en Lorraine dans des zones habitées. Les stots de protection, censés protéger ces zones sensibles, sont abandonnés depuis près de cent ans pour certains et les piliers sont ainsi exposés à l'atmosphère minière. L'inondation des galeries, provoquée par l'arrêt des pompages d'exhaure, a pu être invoquée pour expliquer des effondrements localisés. L'objet de ce travail de thèse est d'apporter des éléments de solution susceptibles d'expliquer ces effondrements. Les roches étudiées sont le minerai de fer de la couche grise et les intercalaires marneux du toit des galeries.

L'étude des caractéristiques physiques de ces roches minières a été réalisée. Le vieillissement minéralogique du minerai de fer formant les piliers et exposé à l'atmosphère minière oxydante a été démontré, de même que l'influence des bactéries sur ce phénomène. Le vieillissement se traduit à l'échelle macroscopique par une diminution des propriétés mécaniques de la roche, notamment sa cohésion. Le comportement mécanique des roches a été étudié à partir d'essais hydromécaniques puis une loi de comportement élastoplastique a été proposée. Cette loi continue permet de reproduire le comportement du matériau dans les phases préet post-pic. L'étude du comportement différé du minerai de fer a nécessité la réalisation d'essais de fluage, conduits par paliers successifs de contrainte et en compression monoaxiale. Une loi de fluage, basée sur une généralisation du modèle de Lemaître au cas des matériaux plastiquement dilatants comme le minerai de fer, a été proposée, puis couplée à la loi élastoplastique.

Les lois ont été implantées dans un code de calcul numérique. Dans un cadre continu et en considérant une géométrie bidimensionnelle, les simulations ont montré que l'augmentation du taux de défruitement, le vieillissement, ainsi que les effets différés sont les paramètres qui déterminent la stabilité d'un modèle pilierchambre.

Calcul du mouvement sismique associé à un séisme de référence pour un site donné avec prise en compte de l'effet de site. Méthode empirique linéaire et modélisation de l'effet de site non linéaire

PHILIPPE LUSSOU

Centre technique des tuiles et briques, 200, avenue du Général-de Gaulle, 92140 Clamart (e-mail : p.lussou@cttb.fr) (web : www.multimania.com/phlussou)

Thèse soutenue le 29 octobre 2001, sous la direction de Pierre-Yves Bard et de Fabrice Cotton, Laboratoires de rattachement : Laboratoire de géophysique interne et de techtonophysique, BP 53, 38041 Grenoble Cedex, Bureau d'évaluation du risque sismique pour la sûreté des installations nucléaires, BP 6, 92265 Fontenay-aux-Roses Cedex

Deux approches sont mises en œuvre pour calculer le mouvement sismique associé à un séisme de référence en considérant les conditions locales du site étudié : « loi empirique » et « site spécifique ». Dans la première partie de la thèse (approche « loi empirique »), de nouvelles lois d'atténuation sont déterminées à l'aide des données du réseau japonais K-NET.

La classification de site se fait à l'aide de V_s³⁰ (célérité moyenne des ondes de cisaillement sur 30 mètres de profondeur) mesuré in situ et/ou de F₀ (fréquence prédominante du site déterminée à l'aide d'enregistrements de séismes). A l'aide de ces deux paramètres, de nouveaux systèmes de classification de site sont proposés et appliqués au spectre de réponse en accélération, ainsi qu'à d'autres paramètres de description du mouvement sismique (durée, intensité, etc.).

Dans la seconde partie de la thèse, le site étudié est décrit par un milieu stratifié horizontal composé de couches homogènes dont le

comportement est modélisé par simulation numérique. Trois codes de calcul sont utilisés pour évaluer l'effet de site non linéaire : SHAKE (linéaire équivalent), NOAH et CYBERQUAKE (non linéaires). Les tests réalisés dans cette partie ont mis en évidence les faiblesses du modèle linéaire-équivalent par rapport aux modèles non linéaires pour les fréquences supérieures à 5 Hz. Par ailleurs, des calculs effectués à partir d'enregistrements obtenus sur les sites de Port Island et de Kushiro Port (au Japon) ont montré l'intérêt d'utiliser des enregistrements obtenus en profondeur pour réaliser des calculs non linéaires. A la suite de ces tests, le site du Synchrotron (Grenoble) est étudié afin d'évaluer l'influence du comportement mécanique des couches superficielles de sol sur le mouvement sismique.

Il ressort de cette étude que le mouvement sismique prévisible sur le site étudié dépend davantage de l'effet de site global dû à la géométrie tridimensionnelle de la cuvette grenobloise que de l'effet de site local (sols superficiels).

Étude de la microsismicité induite à partir des sismogrammes tridirectionnels

MOHAMAD KHIR ABDUL WAHED Adresse actuelle : LaEGO-École des mines de Nancy, Adresse permanente : Département de géologie, Damas BP 6091, Syrie

> Thèse soutenue le 9 novembre 2001, sous la direction de Jack-Pierre Piguet à l'École des mines de Nancy (Jack-Pierre.Piguet@mines.u-nancy.fr)

Des expérimentations effectuées sur deux sites miniers, la mine des Terres rouges (Arbed) et la mine de Hayange (Neufchef), et la base de données des événements microsismiques enregistrée dans la mine de Gardanne (Provence) ont permis de mettre en œuvre des techniques d'étude de polarisation des ondes sismiques pour comprendre et interpréter les événements microsismiques induits en milieu minier. Parmi les techniques de polarisation des ondes sismiques, les unes sont adaptées pour l'étude de l'onde P, dite technique de rotation des ondes sismiques ; les autres sont adaptées pour l'étude de la polarisation de l'onde S. Ce mémoire comporte deux parties essentielles :

 – évaluation de la technique de rotation des ondes sismiques sur des signaux synthétiques et réels. Cette technique permet d'estimer l'azimut et le pendage du foyer d'un événement sismique enregistré par une station unique de mesure. De ce fait, la technique de rotation des ondes sismiques est d'un intérêt particulier pour les systèmes de surveillance microsismique des zones susceptibles d'être affectées par des instabilités dynamiques ;

– mise en œuvre des techniques de polarisation de l'onde S. Ces techniques sont placées dans un cadre méthodologique de traitement des événements afin de remonter au mécanisme au foyer où la polarisation de l'onde S a un apport important dans la compréhension du mécanisme de rupture des microséismes miniers.

Cette étude a fait progresser nos connaissances sur le comportement de l'activité microsismique lors de l'exploitation minière.

Mots-clés : sismicité induite, rotation des ondes sismiques, polarisation de l'onde S, mécanisme au foyer.

Évolution des désordres dans les carrières souterraines abandonnées

DENIS MOIRIAT

c/o Mme Meunier Résidence verte 72, rue des Aqueducs, 69005 Lyon 04 72 57 48 42 (d.moiriat@brgm.fr)

Thèse soutenue le 30 novembre 2001, sous la direction de Jean Bebien (Université Paris XI) et Pierre Potherat (Laboratoire central des ponts et chaussées) à l'Université Paris XI-Orsay (École doctorale dynamique et physico-chimie de la terre et des planètes) (bebien@geol.u-psud.fr) (potherat@lcpc.fr)

Dans les zones urbaines ou périurbaines, des accidents surviennent régulièrement à l'aplomb des surfaces sous-cavées. L'essor des grands centres urbains dans la plupart des pays européens a nécessité, dans les siècles passés, l'ouverture de nombreuses carrières souterraines, actuellement abandonnées, qui se dégradent au cours du temps.

Les processus de dégradation de ces cavités souterraines sont encore mal connus, en particulier les mécanismes de vieillissement qui conduisent à des ruptures différées. Dans le domaine de la surveillance, le diagnostic de la rupture reste problématique. Les méthodes utilisées actuellement (mesures de déformation, écoute microsismique...) ne fournissent qu'une information très partielle.

L'objectif principal de l'étude est donc d'analyser les désordres survenus dans différentes carrières souterraines abandonnées et de mieux cerner les modes d'évolution à long terme de ces ouvrages. L'accent est mis sur les facteurs géologiques des sites : lithologie, fracturation naturelle, proximité d'un versant, ainsi que sur la géométrie des vides d'exploitation. Différentes approches ont été développées et croisées :

 observations lithologiques et structurales dans différentes exploitations de calcaire massif, de gypse et de craie, choisies pour leur représentativité et l'instrumentation mise en place;
 analyse de données instrumentales;

 études expérimentales sur les matériaux rencontrés : caractérisation et étude de leur comportement à long terme à l'état saturé ;
 modélisation numérique en deux dimensions, appliquée aux problèmes rencontrés.

La finalité de la démarche est de proposer une typologie des mécanismes susceptibles de survenir, et de donner de meilleurs moyens de prédiction des risques. Ce travail s'inscrit dans un thème de recherche « carrières souterraines abandonnées », lancé par le Laboratoire central des ponts et chaussées en 1998.

Comportement mécanique des sols injectés

CHRISTOPHE DANO Laboratoire de génie civil de Nantes-Saint-Nazaire École centrale de Nantes 1, rue de la Noë, BP 92101, 44321 Nantes Cedex 3

> Thèse soutenue le 11 décembre 2001, sous la direction de Pierre-Yves Hicher (Pierre-Yves.Hicher@ec-nantes.fr) École centrale de Nantes et Université de Nantes

Ce travail de recherche porte sur la détermination de l'amélioration des propriétés mécaniques des sols injectés par des coulis de ciment ultra fin par rapport à celles des sols vierges de tout traitement. On s'intéresse plus particulièrement au comportement de ces matériaux dans le domaine des très petites et petites déformations. Un dispositif expérimental par propagation d'ondes de cisaillement, les «*bender elements*», a été installé dans une cellule triaxiale conventionnelle. Il a permis de suivre l'évolution du module de cisaillement G_{max} d'échantillons de sols vierges ou injectés en laboratoire sur des chemins de compression isotrope ou de cisaillement drainés. On montre ainsi l'effet de la cimentation sur les valeurs de ce module pour différentes teneurs en ciment du coulis et différents sols (sable de Fontainebleau, alluvions anciennes de la région parisienne).

On élabore également un modèle de comportement élastique

plastique écrouissable dont l'intérêt par rapport au modèle élastique plastique parfait est de mieux représenter la non linéarité du comportement. Implanté dans un code de calcul par éléments finis, ce modèle requiert l'identification de 7 paramètres au moyen d'essais de laboratoire.

Enfin, un autre objectif du travail de recherche est l'interprétation des essais pressiométriques réalisés in situ, avant et après injection. On s'attache en particulier à l'identification, par analyse inverse, des paramètres du modèle élastique plastique parfait, avec l'hypothèse des petites ou des grandes déformations. On développe aussi une expression semi-analytique de la courbe pressiométrique pour un modèle élastique plastique avec radoucissement post-pic. On montre alors l'influence d'une diminution, après que la résistance maximale soit atteinte, de l'angle de frottement interne ou de la cohésion sur la courbe pressiométrique.

Analyse du cisaillement sol-inclusion par éléments discrets

BERTRAND BAYLAC

« Les horizons », appt 1978 18, rue de Brest, 35000 Rennes (bertrand.baylac@insa-rennes.fr)

Thèse soutenue le 17 décembre 2001, sous la direction de Juan Martinez à l'INSA de Rennes (École doctorale sciences de la matière de Rennes) (Juan.Martinez@insa-rennes.fr)

Une analyse microstructurelle du cisaillement de l'interface sol-inclusion est mise en œuvre par la modélisation d'essais de cisaillement direct à l'aide de la Méthode des Éléments Distincts. La macrorugosité géométrique de l'interface constitue le principal paramètre des simulations réalisées. Une étude préliminaire de l'influence des conditions aux limites imposées sur les parois de la boîte de cisaillement permet de quantifier l'effet du frottement le long de celles-ci sur la valeur de la contrainte normale à l'interface sol-inclusion. La réponse globale de l'échantillon montre une étroite relation entre les variations de la contrainte macroscopique de cisaillement à l'interface et l'évolution du réseau des forces de contacts interparticulaires. L'analyse des déplacements et des rotations des particules permet de localiser une bande de cisaillement dont l'épaisseur, de l'ordre de cinq fois le diamètre maximum des particules constituant l'échantillon, semble indépendante de la macrorugosité de l'interface. Une forte anisotropie des forces de contact se produit au sein de la bande de cisaillement dès la début de la sollicitation, alors que la dilatance s'y développe progressivement au cours de l'essai. La porosité limite atteinte dans la bande de cisaillement dépend de la macrorugosité de l'interface et n'apparaît pas caractéristique du matériau granulaire seul. L'analyse microstructurelle réalisée aboutit à la caractérisation du comportement macroscopique de l'interface en termes de rigidité élastique et d'angle de frottement fonctions de la macrorugosité de l'interface. Plus précisément, une expression de l'angle de frottement macroscopique est proposée en fonction de la macrorugosité géométrique de l'interface et de la microrugosité des contacts particules-parois.

Mots-clés : interface, matériau granulaire, bande de cisaillement, dilatance, boîte de cisaillement, anisotropie, forces de contact.

Propriétés mécaniques des sols en petites déformations ; étude expérimentale d'un sable silteux

EMMANUEL DUFOUR-LARIDAN 27, rue de Fontenay 92340 Bourg-la-Reine

Thèse soutenue le 18 décembre 2001, sous la direction de Jean-Marie Fleureau École centrale de Paris (fleureau@mss.ecp.fr)

La loi de Hertz implique que le module d'Young d'un arrangement régulier de billes dépend de l'indice des vides de l'arrangement et de la contrainte moyenne. Expérimentalement, la dépendance à l'indice des vides suit la loi de Hardin ou une loi en puissance négative, et la dépendance à la contrainte moyenne une loi puissance 0,5 environ. La vitesse de déformation, l'OCR, l'âge, la succion matricielle, influent aussi.

Il existe divers dispositifs de mesure des petites déformations, quasi statiques ou dynamiques, en cisaillement ou en compression.

Nous disposions d'un appareil triaxial équipé de capteurs de déformation à effet Hall. La même cellule pouvait porter des bender elements. L'étude a mis en lumière et pallié les problèmes métrologiques liés à ces techniques de mesure. Diverses améliorations techniques nous ont permis d'obtenir des mesures de E précises à des déformations de 1 ppm. Le sable d'Hostun a été testé, mais la plupart des essais concernent le sable détritique granitique de Perafita, préparé par compactage Proctor modifié à quatre teneurs en eau. Des compressions déviatoires étaient conduites de l'état de contrainte isotrope jusqu'à des déformations de quelques millièmes au plus. Les dépendances à l'indice des vides (puissance 0,9) et à la contrainte moyenne (puissance 0,6) sont bien vérifiées. La vitesse de déformation influe peu. Le vieillissement semble important. La loi de Terzaghi s'applique au-dessus de 60 % de saturation. Le coefficient de Poisson mesuré est proche de 0,05 au début du chargement, puis augmente sensiblement. Les cycles de contrainte isotrope mettent en évidence un comportement isotrope transverse.

Le matériel de mesure amélioré a permis des mesures précises, mais au prix d'importants efforts. Le coefficient de Poisson et l'anisotropie pourraient être étudiés plus avant, et on pourrait concevoir des essais couvrant toute la gamme des déformations.

Étude expérimentale des composants normales des contraintes totales en laboratoire et *in situ*

VALENTIN DUCA SPIE Fondations 10, avenue de l'Entreprise, Pôle Galilée 95865 Cergy-Pontoise

Thèse soutenue le 19 décembre 2001, sous la direction de Jean-Pierre Magnan, à l'ENPC

La pertinence de la mesure des composants normales des contraintes totales dans les sols a été étudiée en approfondissant deux volets :

 - l'évaluation en laboratoire de plusieurs types de capteurs de pressions totales soumis à des sollicitations contrôlées en milieu hydrostatique et en milieu pulvérulent de granularité et de densité uniformes;

 l'analyse des résultats de l'expérimentation du comportement mécanique d'une paroi moulée en vraie grandeur.

Le premier volet est axé sur l'analyse de la réponse des capteurs ayant une surface active de raideur très élevée pour deux situations de mesure (à l'intérieur et à l'interface d'un sable de Fontainebleau) reproduites dans deux des moyens d'expérimentation sur modèle géotechnique réduit : centrifugeuse et chambre triaxiale de grandes dimensions. Les résultats expérimentaux obtenus en centrifugeuse se sont révélés comme pertinents, tandis que ceux obtenus en chambre triaxiale n'ont pas pu évoluer de façon concluante.

Le second volet s'intéresse à l'expérimentation d'un soutènement en parois moulées (mesures de pressions totales, inclinométriques, déformations sur le butons, etc.) pour trois étapes significatives de sa vie (1 – bétonnage ; 2 – durcissement du béton ; 3-mise en flexion de la paroi lors des phases d'excavation et pour l'ouvrage en service). Les mesures des pressions totales ont été cohérentes par rapport aux résultats expérimentaux fournis par les autres moyens d'instrumentation, considérés en général comme plus fiables.