

M. S. R. G. (27)

Sommaire

L. C. P. C.

08 JUIN 2006

IST - BIB Paris

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 114
1^{er} trimestre 2006

L'usage des modules de déformation en géotechnique	3
<hr/>	
O. COMBARIEU	
Plans d'expériences pour la stabilisation d'une argile gonflante du Bénin	33
<hr/>	
T.Y. KIKI, I.K. CISSÉ, J.-L. FAVRE	
Accélération de la consolidation des argiles par électro-osmose : essais en centrifugeuse	43
<hr/>	
K. BEDDIAR, G. RAULT, Y. BERTHAUD, L. THOREL, A. DUPAS	

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

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

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

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

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

Isam SHAHROUR	Françoise HOMAND	Denis FABRE
Polytech'Lille	École de géologie (ENSG)	Chaire de géotechnique
Cité scientifique	BP 40	2, rue Conté
Bd Paul-Langevin	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	75141 Paris CEDEX 3
59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX		

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

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef : F. HOMAND (ENSG)

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

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

Revue trimestrielle

Abonnement 2006 (numéros 114 à 117) franco : 126 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr

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

N° d'imprimeur : 91400. Dépôt légal : mai 2006

L'usage des modules de déformation en géotechnique

Présentation

L'article d'Olivier Combarieu sur les modules en géotechnique présente l'intérêt de traiter d'un sujet difficile, mais ô combien nécessaire dans la pratique puisqu'il est de plus en plus demandé de calculer les ouvrages géotechniques en déformation, c'est-à-dire d'en prévoir tous les principaux déplacements en donnant mieux qu'un ordre de grandeur.

Sujet difficile car chacun sait que le comportement d'un sol est complexe et fort loin de l'élasticité linéaire qui est à la base de la résistance des matériaux. En effet, non-linéarité, non-réversibilité, dilatance, effet du temps, anisotropie sont autant de caractéristiques du comportement du squelette des sols, auquel il faut adjoindre le couplage avec la pression interstitielle pour les sols fins saturés.

Sujet nécessaire car, devant cette complexité, il convient d'avoir une approche pragmatique et réaliste pour dimensionner les ouvrages géotechniques. Après le développement de modèles de comportement général du sol comportant un grand nombre de paramètres et qui s'est heurté au problème de leur détermination et de leur mesure, ce sont maintenant des modèles plus simples, souvent de type élastoplastique, voire même élastique, qui sont utilisés, mais dans lesquels le module de déformation pris en compte est adapté au type de sollicitation propre à l'ouvrage considéré. Ainsi, pour un sol donné, il n'y a pas un seul module, mais un grand nombre de modules. Reste à choisir celui qui est le plus approprié et, pour ce faire, les retours d'expérience et les résultats d'instrumentations sont d'une importance capitale.

Olivier Combarieu a passé toute sa carrière de géotechnicien au laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Rouen du CETE de Normandie Centre. Il nous livre ici son expérience, riche d'une grande diversité d'ouvrages dimensionnés et de nombreuses recherches effectuées, à propos notamment du pressiomètre dont il faut rappeler qu'il est le seul essai *in situ* courant qui donne un module de déformation du sol. Après avoir indiqué les différents modules que l'on peut tirer de l'essai pressiométrique, il présente une analyse critique et argumentée de leur utilisation possible dans deux domaines où le choix du module de déformation est capital : les tassements des fondations superficielles, puis les déplacements latéraux des parois souples et des pieux. Ses connaissances pratiques approfondies lui permettent d'apporter sur certains points un éclairage neuf, de bien montrer la complémentarité existant entre essai œdométrique et essai pressiométrique ; elles l'amènent même à réfuter certaines pratiques erronées pour recommander des méthodes plus adaptées, particulièrement pour les charges de très grandes dimensions sur sols compressibles.

L'article ne comporte ni de longs calculs, ni de grandes théories. Nul doute qu'il sera apprécié de tous ceux qui, de près ou de loin, s'intéressent au calcul en déformation des ouvrages géotechniques.

François SCHLOSSER

COMBARIEU OLIVIER

Ingénieur ESTP

HDR de l'université de Caen

Résumé

L'auteur examine en détail la notion de module et l'usage qui en est fait dans le génie civil et tout particulièrement en géotechnique. Après un rappel élémentaire du comportement élastique et des essais initiaux en ayant permis l'étude, la réalité du comportement est décrite dans les deux domaines : celui du cisaillement (ou déviatorique), et celui de la compression (ou sphérique) dans les conditions de drainage ou non-drainage du sol. Les différents essais développés pour caractériser les massifs sont décrits, de même que les liens existant entre les divers paramètres de déformation en résultant. Trois types de problèmes très courants sont ensuite exposés, auxquels l'auteur a été confronté.

1) Tout d'abord, celui des tassements verticaux sous fondations superficielles et sous charge de très grande dimension. Est réaffirmée la pertinence, pour les sols peu compressibles, de l'approche pressiométrique pour les fondations superficielles de dimensions transversales modérées, de même que celle d'une approche élastique à partir du module cyclique issu de l'essai pressiométrique. Il est proposé un facteur correctif, non validé, dans l'approche élastique lorsque les dimensions, à la fois transversale et longitudinale, deviennent importantes.

2) Puis, celui des tassements des sols compressibles sous charges de très grande étendue où l'approche pressiométrique s'avère inadaptée et optimiste, ainsi que source possible d'erreurs graves, même si l'on propose d'en améliorer la formulation. La méthode œdométrique reste la seule manière correcte d'appréhender le problème. En revanche, pour les autres sols où la consolidation est très faible, il est proposé de modifier, en les diminuant fortement, les coefficients α de la théorie pressiométrique afin de rendre plus réalistes les valeurs pessimistes de tassement auxquels les errements pressiométriques actuels mènent.

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

Dans les deux situations, de sols très compressibles ou peu compressibles, les évaluations optimistes ou pessimistes des tassements peuvent conduire à un sous-dimensionnement ou à un surdimensionnement des ouvrages géotechniques à concevoir.

3) Enfin, celui des déformées latérales des pieux ou des soutènements souples avec, pour ces derniers, des exigences très contraignantes, en zone urbaine par exemple. L'appréciation des mouvements, souvent imposés, nécessite une amélioration permanente des modèles de comportement du sol, accompagnée d'observations indispensables au calage de ceux-ci et au choix des valeurs pertinentes des « modules de déformation » à y entrer.

Le cas des tunnels, soutènements particuliers, n'est pas examiné ici. Le rôle du module γ est certes important, mais vis-à-vis des déformations à venir, l'état initial des contraintes naturelles au repos dans le massif avant creusement, par le biais du coefficient K_0 , peut s'avérer plus important encore. Le choix de la valeur de K_0 comme celle du module est donc indispensable.

Enfin, l'auteur s'est beaucoup attaché à rappeler les domaines d'utilisation respectifs de deux essais fondamentaux utilisés en France, l'œdomètre et l'essai pressiométrique.

Mots-clés : module, élasticité, sol, tassement, fondation superficielle, essai triaxial, œdomètre, essai de plaque, pressiomètre, essai dynamique.

Use of deformation moduli in geotechnical practice

The author describes the different existing tests and methods to determine the deformation moduli of a material. At first, the elastic linear isotropic material is examined. Then, the description of soil, of his behaviour and the great difference with the elastic solid, bring to relate in detail the diversified types and natures of tests which give varying deformation characteristics whose complex relations are explained. The everyday geotechnical deformation problems are afterwards reviewed :

- the calculation of shallow settlement with pressuremeter theory and elasticity theory. It is showed how conciliate the two approaches with using the pressuremeter test;
- the settlement calculation, under wide extent loads, of soft compressible soils for which the only oedometric method is valid ; the pressuremeter method, as showed with examples, is inadequate;
- finally, the lateral deformations of diaphragm walls, for which the choice of moduli from pressuremeter tests, in finite elements methods, require to much increase the $\frac{E_M}{\alpha}$ values, as yet esteemed.

Key words : modulus, elasticity, soil, settlement, shallow foundation, triaxial test, oedometer, plate bearing test, pressuremeter, dynamic test.

matériaux, surtout en géotechnique, cumulent le plus souvent des propriétés élastiques, plastiques et visqueuses, pouvant se manifester conjointement, auxquelles s'ajoutent des effets dus au fluage et à la fatigue.

En géotechnique, les règlements européens récents le prescrivant, on s'oriente progressivement vers une justification des ouvrages en déformation et déplacement. On se contentait le plus souvent, jusqu'à récemment, de justification à la rupture, l'application de coefficients de sécurité conduisant généralement à des déformations admissibles pour les ouvrages construits.

Introduction

La notion de module est directement liée à celles, conjointes, de déformation et de contrainte appliquées à un corps. Un corps donné possède un module d'autant plus élevé que la déformation résultant de l'effet d'une force imposée (donc de contraintes imposées) est plus faible ; mais la complexité que recouvre le terme de module est grande, puisque la plupart des

Seules des conditions de déformations très sévères (en l'occurrence très petites) amenaient à entreprendre de tels calculs en déformation, souvent complexes et revenant finalement à choisir des coefficients de sécurité plus élevés que ceux habituellement utilisés.

A l'inverse, l'estimation de grandes déformations s'avère nécessaire, ne serait-ce que d'un point de vue économique. Ainsi, il est utile de prévoir le volume de matériaux consommé par le tassement d'un remblai construit sur sol compressible, ce qui permet d'en chiffrer à l'avance le coût, indispensable à l'estimation financière du projet.

Cette nouvelle orientation dans la justification des ouvrages n'est pas sans difficultés, et le géotechnicien y est confronté. Il n'est d'ailleurs pas le seul, puisque le sol, son matériau de prédilection, côtoie d'autres matériaux, généralement industriels et donc plus homogènes, mais présentant, eux aussi, des caractéristiques de déformabilité, mieux connues et sujettes à moins de variabilité. Le sol (ou la roche) est ainsi en interaction avec du béton, de l'acier, du bois, des géotextiles. Par ailleurs, la géométrie des ouvrages est rapidement compliquée, et il n'existe que rarement des solutions mathématiques simples, fournissant le résultat pour la situation proposée. Lorsqu'elles existent, elles le sont pratiquement toujours dans le cas de modèles simples de comportement de sol homogène.

Aussi des compromis sont-ils à trouver pour dimensionner les ouvrages, dans le cadre où cela est maintenant exigé. La première préoccupation du géotechnicien est de parvenir à un modèle géologique, dont il établit les propriétés géométriques et géotechniques. Il peut ensuite adopter des lois de comportement simples, n'exigeant qu'un nombre très réduit de paramètres; si l'ouvrage géotechnique est simple et si l'on a la chance de disposer d'une solution mathématique, il pourra résoudre simplement le problème de déformation posé.

Mais le géotechnicien peut aussi tenir compte d'un comportement réel plus complexe des matériaux en présence, surtout pour le sol, et procéder à des calculs *a priori* plus aptes à rendre compte du comportement réel de l'ouvrage.

Les paramètres de ces modèles restent à déterminer. Dans le premier cas, le paramètre est souvent unique; c'est un module, de type élastique par exemple, avec une hypothèse sur la valeur du coefficient de Poisson. Dans le second, ce seront plusieurs paramètres à fixer suivant les lois de comportement adoptées, avec toutes les difficultés inhérentes à leur mesure et au prélèvement correct d'échantillons de sol ou à la réalisation d'essais en place.

Cet article veut rappeler les définitions des différents modules rencontrés en génie civil, plus spécialement en géotechnique, et la manière dont ils sont mesurés et utilisés. Il existe, en effet, un nombre important d'essais et de procédures pour les déterminer, et il faut reconnaître que de ce point de vue le géotechnicien a le choix.

Mais des erreurs grossières sont courantes dans l'appréciation des tassements, du fait d'une méconnaissance de la signification réelle du terme de module et d'une mauvaise estimation et utilisation de sa valeur. Ces erreurs sont quelquefois lourdes de conséquences pour des ouvrages construits, en termes, soit de désordres, soit, au contraire, de sécurité surabondante et donc inutile. C'est un des buts recherchés ici que de contribuer à limiter de tels constats.

Le matériau élastique et les essais élémentaires

Depuis l'Antiquité, jusqu'au XVII^e siècle, les corps solides étaient assimilés à des solides indéformables (le solide d'Euclide); cette grande simplification n'empêche d'ailleurs pas encore aujourd'hui d'aborder et de justifier le comportement à la rupture; on considère que des blocs indéformables glissent les uns sur les autres le long de lignes de « rupture » (ou de moindre résistance), où la résistance ultime au cisaillement est atteinte.

Le matériau élastique est celui qui permet le mieux de représenter ce qu'est un module de déformation. Le corps parfaitement élastique, à comportement linéaire et isotrope, est le plus simple, ayant des propriétés identiques dans toutes les directions de l'espace. Ce n'est pas toujours le cas, puisque le bois, par exemple, du fait de sa croissance, ne possède pas les mêmes propriétés verticalement et horizontalement. Il en est de même d'autres matériaux industriels du fait de leur mode d'élaboration.

Pour le sol, dans le domaine limité des contraintes appliquées où l'on peut admettre que l'élasticité régit le comportement, il peut en être également de même; ainsi pour des formations alluvionnaires, le mode de dépôt par couches horizontales a conduit le plus souvent à un état mécanique anisotrope; ce n'est pas le cas, au contraire, de massifs ayant subi des forces tectoniques ou issus de coulées magmatiques et pour lesquels les propriétés sont encore plus anisotropes.

L'élasticité correspond à la propriété d'un corps de retrouver intégralement sa géométrie initiale après l'application des efforts qui l'ont déformé. Cette propriété a été mise en évidence expérimentalement au XVII^e siècle et décrite en 1676 précisément par un savant anglais, Hooke (1635-1703), qui a laissé son nom à la loi correspondante. Le caractère élastique d'un matériau n'est vrai que dans une plage de contrainte appliquée, qui n'est généralement qu'une fraction, très variable suivant le matériau, de la plage totale des contraintes qu'il faut mobiliser pour atteindre la rupture. Dans la suite du texte, le terme d'élasticité utilisé seul sous-entend l'élasticité linéaire et isotrope.

1.1

L'essai de compression ou de traction, simple

La mesure considérée comme la plus simple, du caractère élastique et isotrope d'un solide, consiste à soumettre une éprouvette parallélépipédique ou cylindrique de section S à un essai de compression simple ou à un essai de traction simple, tel que représenté figure 1.

L'extension de l'élément est alors donnée par $\frac{\Delta L}{L} = \epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E}$ et l'allongement par $\Delta L = \frac{FL}{ES}$; par convention σ_z est négatif en cas de compression, et positif dans le cas de la traction. Cette relation permet donc d'accéder au module d'élasticité E , appelé également module d'Young, du nom d'un médecin et physicien anglais (1773-1829).

Cette extension longitudinale s'accompagne de déformations latérales qui s'expriment par $\epsilon_x = \epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_z}{E}$, où ν est le coefficient de Poisson (mathématicien français, 1781-1840), qui est la seconde caractéristique du matériau linéairement élastique. Ces trois relations conduisent à la variation de volume de l'éprouvette donnée par :

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} (1 - 2\nu).$$

Ceci montre qu'un dispositif permettant de mesurer la seule variation de volume ΔV ne permet pas d'accéder directement au module ; pour $\nu = 0,5$, valeur maximale du coefficient de Poisson, ΔV est nul, le sol est déformable mais est incompressible.

C'est donc la mesure simultanée de ϵ_z et ϵ_x qu'il y a lieu d'envisager ; elle présente cependant quelques difficultés opératoires liées au fait que l'effort F est généralement appliqué par l'intermédiaire de plaques de contact, rigides, aux extrémités de l'éprouvette ; cela empêche, du fait du frottement, la libre extension radiale à ce niveau et entraîne une déformation dite en « tonneau ». L'utilisation de graisse, téflon, permet de pallier cette difficulté.

1.2

L'essai de compression triaxiale

L'essai précédent, simple dans son principe n'est pas facilement réalisable dans le cas d'un sol, pour lequel les éprouvettes seront de toute manière cylindriques, car, très souvent, prélevées par carottage ou reconstituées telles. En outre, celles-ci sont souvent incapables de se maintenir stables ; c'est le cas des sols pulvérulents et des sols très peu cohésifs. Aussi a-t-il été développé des essais particuliers que sont les essais triaxiaux, où le maintien de l'éprouvette est assuré par une étreinte de confinement sur toutes les faces ; il est ensuite procédé à l'application en compression de l'effort F évoqué.

En restant dans le cadre strictement élastique, sur un élément toujours parallélépipédique, le système de contraintes appliquées se réduit à $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$; l'application du principe de superposition, applicable à l'élasticité, conduit aux trois extensions suivantes :

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)]$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

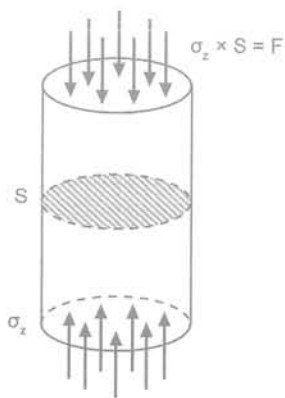


FIG. 1 Essai de compression simple. Compression uniaxial test.

Pour une éprouvette cylindrique $\sigma_y = \sigma_x = \sigma_r$ (contrainte radiale), ce qui simplifie les expressions ci-dessus.

La variation de volume est $\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\nu}{E} (2\sigma_r + \sigma_z)$, linéaire avec σ_z .

La mesure de deux grandeurs (ϵ_z et ϵ_r par exemple) permet d'accéder aux deux caractéristiques élastiques E et ν .

1.3

L'essai de type œdométrique

On peut imaginer un autre type d'essai, à géométrie simple, qui consiste à enfermer un échantillon de matériau élastique d'épaisseur L dans une boîte totalement indéformable latéralement, cylindrique ou cubique et simplement ouverte à sa partie supérieure, où l'on applique par l'intermédiaire d'un piston rigide, un effort F .

Dans ce cas particulier, les déformations radiales sont évidemment empêchées et $\epsilon_y = \epsilon_x$ (ou ϵ_r) = 0 ; on trouve facilement dans ces conditions $\frac{\Delta L}{L} = \epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$, qui ne permet d'accéder à E que si l'on connaît ν . On constate d'ailleurs que si $\nu = 0,5$ (matériau incompressible), E_z est nul, le module n'est pas mesurable.

Les deux essais réalisables en laboratoire sur les sols, triaxial et à déformation latérale empêchée, n'ont jamais été mis en œuvre pour les matériaux comme l'acier, ayant été à l'origine de l'élasticité expérimentale et des lois de comportement qui en ont résulté. L'acier se prête particulièrement bien à l'essai très simple de compression, et plus précisément de traction.

Comme il a déjà été dit pour l'essai triaxial, c'est la mécanique des sols qui a été à l'origine de son développement, comme celui à déformation empêchée, où l'on reconnaît le principe de l'essai œdométrique, dont il sera parlé plus loin, avec les conditions particulières de son utilisation adaptée aux propriétés du sol.

1.4

L'essai de cisaillement simple (ou de distorsion)

Un autre type de déformation, angulaire ou de distorsion, peut affecter un matériau élastique, et l'illus-



tration la plus simple qu'on peut en donner est la suivante, représentée figure 2.

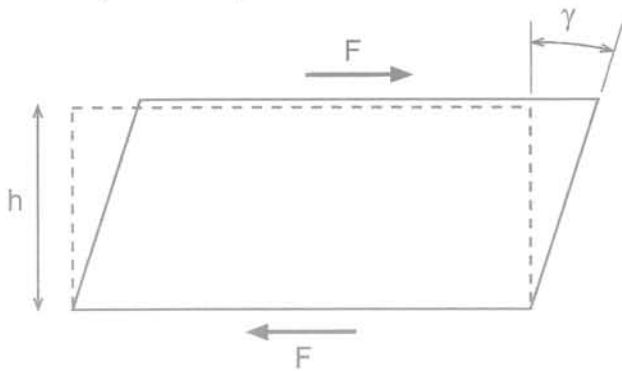


FIG. 2 Distorsion lors d'un cisaillement simple.
Distorsion in shearing test.

Si l'on applique à la surface S d'un parallélogramme rectangle une force F tangentielle, les différentes couches élémentaires infiniment petites glissent les unes sur les autres comme les feuilles de papier d'une pile ; la hauteur h ne change pas, seules les arêtes normales au plan d'application de la force tournent d'un angle γ , petit, que l'on peut considérer en première approximation lié à la force par la relation $\gamma = \frac{1}{G} \frac{F}{S} = \frac{\tau}{G}$, où G est appelé module de cisaillement, module de glissement ou module de rigidité.

On démontre que G est lié à E et ν par la relation $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$.

Ainsi, dans le cas très général d'un petit cube élémentaire au sein d'un solide linéairement élastique et isotrope, la déformation, produite par trois composantes normales et trois composantes tangentielles, résulte des trois compressions (ou extensions) superposées à trois efforts tangentiels auxquels on peut réduire les contraintes. La justification des ouvrages élastiques repose sur la vérification en tout point du respect des propriétés élastiques, ce que les solutions analytiques ou les méthodes numériques permettent de faire en même temps qu'elles fournissent la valeur des déformations résultantes affectant l'ouvrage.

1.5

L'essai d'expansion cylindrique

La justification des conduites (tubes minces ou épais), parcourues par des fluides sous pression, est aisée avec l'élasticité qui permet de déterminer les contraintes dans le matériau constituant le tube.

Appliqué à un massif élastique indéfini dans lequel une cavité cylindrique de section droite circulaire et de volume V_0 est mise sous la pression p , le calcul fournit

le volume V , donné par $V = V_0 e^{\frac{p-p_0}{G}}$, où p_0 est une pression initiale isotrope au sein du massif. Cette relation n'est pas linéaire ; elle permet de déterminer G et s'écrit, si $(p - p_0)/G$ est petit, $V = V_0 \left(1 + \frac{p - p_0}{G} \right)$, soit $G = V_0 \frac{p - p_0}{V - V_0}$.

Ce type de sollicitation est donc apparemment

très simple ; il conduit à des déformations insignifiantes dans le cas des tubes évoqués plus haut où le problème étudié est en réalité celui des contraintes développées. Appliqué au sol dans un forage, ce principe constitue l'un des moyens de mesure du module de cisaillement, et indirectement du module E , avec, cependant, les difficultés liées entre autres au comportement rhéologique du sol ; le pressiomètre, qui a maintenant cinquante ans, est l'outil développé à cet effet pour les sols et les roches très altérées.

Cet essai sera évoqué plus loin, avec son utilisation pour les massifs de sol. Le dilatomètre, basé sur un principe identique, a été développé pour les roches tendres ou fissurées.

1.6

Essai de chargement statique par une plaque

Cet essai, consistant à charger la surface du sol à l'aide d'une plaque, a été initialement développé pour calculer les contraintes et les déformations sous les fondations. La solution analytique, en élasticité linéaire et isotrope, donnée en 1885 par le mathématicien français J. Boussinesq (1842-1929), pour une force ponctuelle P en surface d'un massif semi-infini, a ouvert la voie, la même année, pour celle d'une plaque circulaire infiniment souple, puis rectangulaire, posée sur cette même surface.

L'expression la plus couramment utilisée est celle donnant le déplacement de la plaque en son centre. Elle s'écrit pour une plaque infiniment souple, de rayon a , chargeant uniformément la surface du sol sous la contrainte q , $S_{\max} = \frac{2(1-\nu^2)qa}{E}$, qui est le tassement au centre, sachant que celui-ci n'est pas uniforme et vaut sur le contour, $\frac{4(1-\nu^2)qa}{\pi E}$.

Dans la pratique, il s'est avéré qu'il était technologiquement difficile de disposer de plaques réellement



FIG. 3 Dilatomètre (1970).
Dilatometer cell.

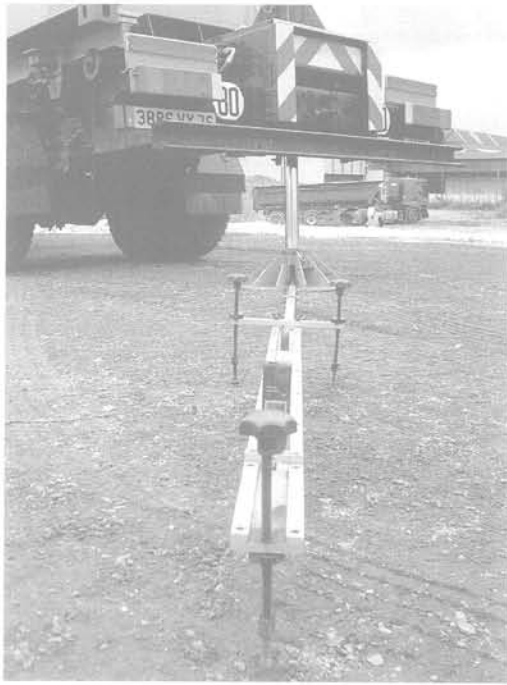


FIG. 4 Essai de chargement à la plaque.
Plate bearing test.

souples, pour des rayons a nécessairement limités afin de modérer les efforts à appliquer. Aussi, cette utilisation de plaques souples en France, au début des années soixante, les coussins Claeysen, du nom de leur concepteur, a-t-elle été abandonnée à la fin de la décennie.

Elles ont été avantageusement et partout remplacées par des plaques rigides, provoquant un enfoncement constant sous charge, la répartition de la pression n'étant pas, en contrepartie, uniforme, cette dernière étant théoriquement infinie sur le contour. Le tassement, uniforme est alors donné par :

$$S = \frac{\pi}{2} \frac{(1-\nu^2)qa}{E}$$

Cette utilisation de l'essai de chargement à la plaque a connu un essor important avec le développement de la mécanique des chaussées nécessitant la détermination du module « élastique » E, à défaut de celle de ν . Le développement des méthodes dites « rationnelles » de calcul de ces structures a fait, en effet, un pas important, pour les besoins de la construction de pistes aéroportuaires militaires, avec la publication en 1943 par le professeur américain de génie civil Burmister (1895-1981) de la solution analytique de chargement du « bicouche » (couche de sol de caractéristiques E_1, ν_1 , sur un massif indéfini de caractéristiques E_2, ν_2), suivi de celles des multicouches et de toutes les méthodes approchées en découlant. Le besoin est donc né, avec l'analogie entre la charge d'un pneumatique et celle d'une plaque, de moyens de mesures pour accéder à des caractéristiques élastiques.

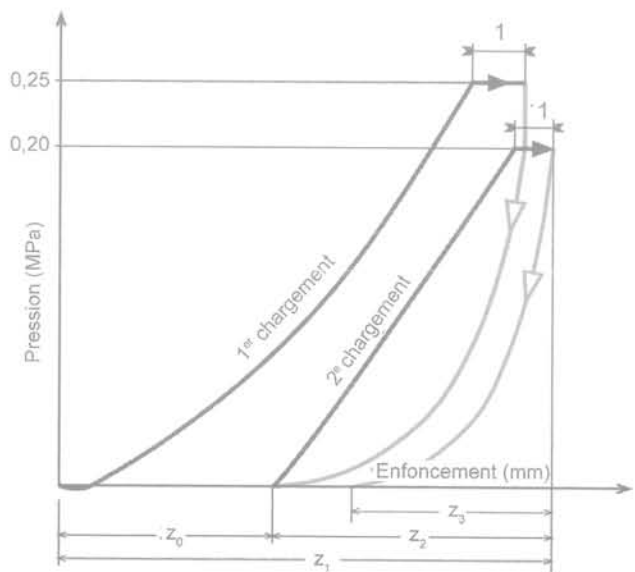
Cet essai, qui était resté limité à des couches de matériaux non traités, de caractéristiques très modérées, les modules E déduits de l'expression atteignant au mieux 500 MPa, a vu récemment son utilisation poussée jusqu'à la mesure de modules de 1 500 MPa sur les couches de sol traité au ciment, lors de la construction des pistes nécessaires à l'Airbus A380. Les pressions q mises en jeu atteignent plusieurs MPa, c'est-à-dire des ordres de grandeur comparables à celles transmises par des pneumatiques dont les

empreintes ont des dimensions également comparables à celles des plaques utilisées qui sont, pour les plus courantes, de 30, 40, 50, 60 et jusqu'à 75 cm.

Les modules calculés à partir d'essais de plaques sont des modules sécants, et l'allure d'une courbe de chargement et de cycles déchargement-rechargement est très similaire à celle que présente l'essai triaxial. Il n'est donc pas étonnant que chaque mode opératoire d'essai à la plaque conduise à des valeurs différentes de modules. Les raisons en sont identiques à celles qui seront décrites lors de l'examen de cet essai. On note aussi, du fait de leur utilisation en technique routière, que ce soit pour les couches de chaussées non traitées ou pour les plates-formes de terrassement, que les pressions mises en jeu sont souvent très éloignées des pressions de rupture correspondant à un grand enfoncement de la plaque. Les nombreuses pratiques existant dans les années soixante ont d'ailleurs été largement décrites et commentées (LCPC, 1965). Un besoin d'uniformisation, puis de normalisation, actuellement en cours, est donc indispensable.

Actuellement, en France, l'essai à la plaque est encore utilisé avec deux objectifs : l'un routier, pour le calcul des chaussées, consiste en une exigence de module de l'arase de terrassement ou de la couche de forme, le second, utilisé en bâtiment, pour le dimensionnement des dallages est l'essai Westergaard (du nom du professeur américain d'origine danoise, H.M. Westergaard \approx 1895-1950) ou son adaptation.

Il est intéressant pour le premier cas, objet d'une norme (Afnor, 2000), d'en mentionner l'évolution sur près de quarante années, tant dans le mode opératoire que dans l'interprétation. L'essai représenté figure 5 consiste, après un léger préchargement destiné à assurer un bon contact entre plaque et sol, à charger par paliers une plaque de 60 cm, d'abord à 0,25 MPa, puis après déchargement à zéro, à 0,2 MPa. Ces deux boucles successives, qui montrent la non-réversibilité (inélasticité) et le phénomène d'hystérésis, conduisent à définir deux modules sécants appelés E_{v1} et E_{v2} . Le dernier déchargement, entre 0,2 et 0 MPa, permet de définir un module également sécant appelé E_{v3} qualifié à



1 : enfoncements résultant d'une éventuelle attente de la stabilisation.

FIG. 5 Cycle de chargement - déchargement pour l'essai de plaque E_{v2} .
LCPC loading-unloading plate bearing test.

tort d'élastique, car la réversibilité n'est qu'approchée. Jusqu'à récemment, le rapport E_{v2}/E_{v1} constituait un critère de compactage, la valeur 2 étant contractuellement le seuil au-delà duquel ce compactage était considéré comme mauvais.

S'il est vrai que ce rapport est lié au compactage, ce qu'intuitivement on ressent, le comportement rhéologique du matériau sol, qui est loin d'être élastique, l'explique également en grande partie, et c'est la raison pour laquelle ce critère a été abandonné au profit de la seule considération de la valeur E_{v2} , le premier chargement à 0,25 MPa étant assimilé à une mise en charge préalable du massif.

Tout logiquement, le module sécant E_d qui peut être tiré de la valeur de déflexion Z_0 au déchargement final est légèrement supérieur à E_{v2} .

L'essai de plaque est utilisé pour apprécier la « portance » d'une plate-forme ; son utilisation n'a un sens que si le matériau de cette plate-forme (sur une épaisseur suffisante) est identifié, et si son état est connu et supposé pérenne dans le temps. Un tel essai ne constitue donc nécessairement qu'un complément aux contrôles de mise en œuvre. Cette remarque fondamentale, quelquefois perdue de vue, concerne de nombreux essais en place, ou en laboratoire, qu'ils soient statiques ou dynamiques.

Quant à l'essai Westergaard, pour le calcul des dalles, importé des États-Unis, il consiste à mesurer le déplacement e (exprimé en mètres) d'une plaque rigide de 75 cm de diamètre chargée rapidement sous une pression de 0,07 MPa ; dans ces conditions, on définit $K = \frac{7000}{e}$ exprimé en kPa/m. C'est le module de Westergaard, qui est une dénomination impropre quant au terme de module. Il est de ce fait appelé également coefficient de réaction.

Si on simplifie la loi de comportement du sol en admettant l'élasticité, on trouve alors la relation E_{v1} (kPa) = 0,55 K ; en réalité, la plaque Ø 75 n'est chargée qu'à 0,07 MPa contre 0,25 MPa avec une plaque Ø 60. Par suite de la non-linéarité, le comportement est donc plus raide pour l'essai Westergaard. Par ailleurs, l'influence est légèrement plus forte en profondeur, ce qui, si le massif testé est homogène, contribue à augmenter encore cette rigidité, la rigidité du massif de sol croissant avec cette profondeur ; cette influence reste néanmoins modérée ici. On peut considérer dans ces conditions que le coefficient de 0,55 constitue une borne supérieure, la réalité se situant plutôt vers 0,45 à 0,50.

Ce coefficient K, destiné dans le calcul d'un dallage à dimensionner ce dernier (du moins avant la récente publication du DTU 13.3), y intervient par sa racine quatrième. Il peut être « mesuré » en aménageant l'essai LCPC avec la plaque Ø 60 cm, par une modification du mode opératoire, avec l'adjonction d'un palier de charge intermédiaire, fixé à 0,07 MPa. En faisant les mêmes hypothèses de linéarité que ci-dessus, il vient alors $K = \frac{7000}{e} \times \frac{60}{75}$.

Pour terminer avec l'essai statique de plaque, il convient d'indiquer qu'il n'est pratiquement jamais utilisé pour dimensionner des fondations. Tout au plus pourrait-il être utile pour des semelles superficielles ou quasi superficielles de dimensions transversales d'un ordre de grandeur de celle de la plaque, en veillant cependant à la représentativité de l'essai, réalisé dans des sols naturels de surface, et forcément soumis à de possibles fluctua-

tions de leur état. Cette même dernière remarque vaut d'ailleurs aussi pour les autres types d'essais en place exécutés dans les couches superficielles du sol.

2.1

Approche des modules par mesures dynamiques

Dans ce qui a été dit jusqu'à présent, il était admis implicitement que le corps élastique ou non était au repos sous l'action des forces extérieures appliquées : il s'agit donc de problèmes de statique.

Certaines forces, variables, telle une impulsion sinusoïdale ou soudaine, peuvent agir sur le corps élastique et de ce fait lui communiquer un mouvement qui va s'y propager. Les vibrations transmises par les tremblements de terre en constituent un exemple.

Le développement théorique, allié à celui d'une technologie de mesure et d'une analyse de signal fines, permet des approches tout à fait intéressantes et performantes pour la détermination des modules, aux très faibles déformations lesquelles correspondent pratiquement à un comportement élastique des matériaux étudiés.

Ainsi sur une éprouvette prismatique de module E , élancée, la vitesse c des ondes longitudinales de compression, qu'il suffit de mesurer, est liée aux caractéristiques

du matériau suivant la relation $C = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ où ρ est

la masse volumique du matériau. Ce type de mesure, facile à réaliser, est utilisé pour la détermination des

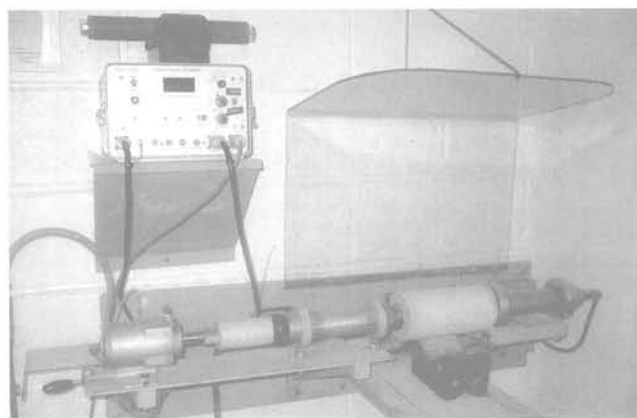


FIG. 6 Mesure de vitesse du son.
Soundwave velocity measurement.



FIG. 7 Vibreur Goodman.
Goodman vibrator.



FIG. 8 Vibreur lourd du LCPC.
LCPC heavy vibrator.

modules élastiques des matériaux traités, utilisés dans le domaine des chaussées ou de la géotechnique routière.

Dans un massif linéairement élastique, où les ondes peuvent rayonner dans toutes les directions, les modes de propagation sont différents, diversifiés et plus complexes que précédemment. Les ondes longitudinales de compression se propagent avec une vitesse C_1 , telle que $C_1^2 = C^2 \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$; C_1 peut donc être très différente de C suivant la valeur du coefficient de Poisson.



FIG. 9 Dispositif cross hole (avec triplet).
Cross hole dispositive.

Des ondes transversales de distorsion ou de cisaillement se propagent également qui sont, elles, affectées d'une vitesse $C_2 = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$, où apparaît le module de cisaillement G ; ces ondes sont maintenant couramment exploitées en géotechnique, et permettent d'accéder à la mesure de G aux très faibles déformations.

Enfin, il faut citer un cas particulier de propagation d'ondes qui se forment à la surface d'un corps solide semi indéfini (surface du sol), par exemple, et appelées ondes de surface ou ondes de Rayleigh, physicien anglais (1842-1919) qui les étudia en 1887. Ces ondes particulières ont une vitesse C_3 , telle que :

$$\left(\frac{C_3^2}{C_2^2} - 2\right)^4 = 16 \left(1 - \frac{C_3^2}{C_1^2}\right) \left(1 - \frac{C_3^2}{C_2^2}\right)$$

D'un point de vue pratique, cette vitesse C_3 reste proche de la vitesse C_2 , l'écart maximal atteignant 8%. Les ondes de surface ont trouvé une large application, d'abord dans le domaine des structures de chaussées, assimilées à des couches stratifiées posées sur massif indéfini; les années 60 ont vu se développer la technique, importée de Grande-Bretagne, du vibreur Goodman (LCPC, 1968) puis du vibreur lourd, générant de



FIG. 10 Dynaplaque 1 (1982).
Dynaplaque 1 test.

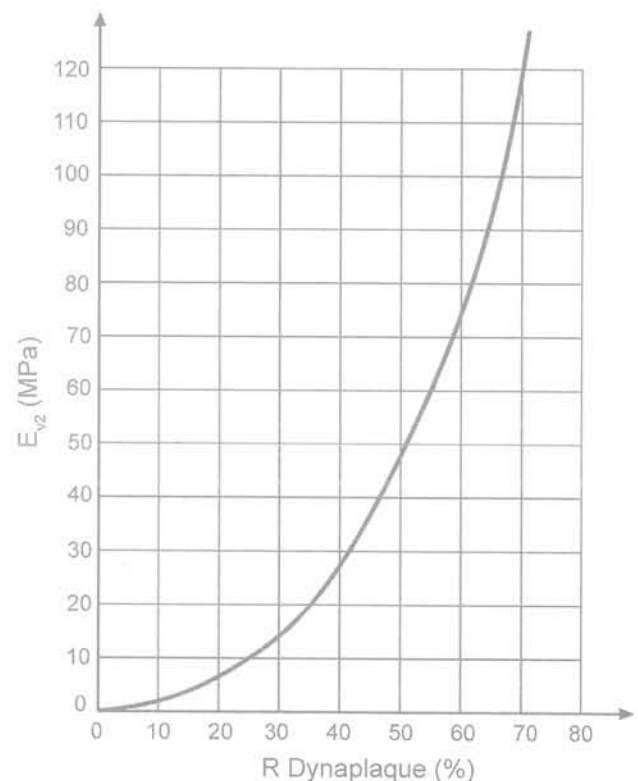


FIG. 11 Dynaplaque de type 1; relation expérimentale entre le coefficient de restitution R et le module E_{v2} .
Dynaplaque 1; experimental relation between restitution coefficient R and E_{v2} modulus.

telles ondes. Le but recherché consistait à déterminer, là aussi, les modules des couches concernées nécessaires au calcul « rationnel » des chaussées.

Un peu laissées à l'écart, les ondes de surface voient, à l'heure actuelle, un nouveau développement en géotechnique pour apprécier la déformabilité des massifs, de même que la transmission d'ondes soniques de forage à forage, constitue un autre moyen pour cette détermination. Les techniques de résolution d'analyses inverses (ou rétro-analyses) ont en effet favorisé leur utilisation. On notera les techniques dites *cross-hole* ou *down-hole*, ou, plus récemment, le cône



FIG. 12 Dynaplaque 2.
Dynaplaque 2 test.

sismique jumelant la pénétration statique et la mesure de vitesse d'ondes sismiques émises.

L'application des moyens d'auscultation dynamique est maintenant opérationnelle en laboratoire sur éprouvettes et permet en particulier des comparaisons avec les modules statiques obtenus eux aussi en laboratoire dans le domaine des petites déformations. A titre d'exemple, il a été montré sur du sable, au moyen d'essais triaxiaux, l'équivalence entre ces modules pour des amplitudes de déformation de l'ordre de 10^{-5} (Pham Van Bang, 2004).

L'analyse du choc d'une masse sur un massif (déflexion dynamique) est un second mode de sollicita-



FIG. 13 Déflectomètre à boulet et à « jarret » (1963).
Ball deflectorometer with "jarret" self damping springs.



FIG. 14 Portancemètre.
"Portancemetre".

tion dynamique de celui-ci. Elle a été mise à profit d'une manière différente, quant à sa traduction en terme de module, avec le développement de la dynaplaque, dite maintenant de type 1 pour la différencier de celle de type 2 qui lui a succédé. La première utilise la hauteur de rebond h' d'une masse chutant d'une hauteur h' sur des ressorts fixés à une plaque posée au sol. Le rapport $R = h'/h < 1$ (coefficient de restitution) est traduit en un module $E_{v2'}$, restitué figure 11, résultant de comparaisons expérimentales effectuées à partir de mesures de modules statiques à la plaque, lors de la mise au point de ce matériel.

Ce matériel est évidemment conçu au niveau des paramètres mécaniques (dimension, charge...) pour que cette restitution ait un sens. Aussi les sollicitations appliquées se rapprochent-elles de celles imprimées par des charges routières standardisées.

La dynaplaque 2 (Chassaing *et al.*, 1995) a bénéficié d'améliorations technologiques. Plus performante, elle permet la détermination d'un module à partir des mesures de la force dynamique appliquée et de la déflexion de la plaque d'appui reposant sur le sol. L'application de l'expression donnant le tassement, rappelée précédemment pour l'essai statique à la plaque, conduit donc à un module qualifié de dynamique. La conception du matériel, comme pour le type 1, conduit à des valeurs de modules similaires à celles pouvant être obtenues statiquement ; ce sont des modules sécants correspondant à des déformations relatives de l'ordre de 10^{-3} .

Il est intéressant de rappeler que c'est l'étude et le développement des déflectomètres à boulet (Bretonnière, 1963) qui ont permis l'apparition des dynaplaques. Tous ces matériels sont ponctuels et le besoin d'auscultation en continu, et à plus grand rendement a conduit récemment au portancemètre (Morel, Quibel, 1998) constitué d'une roue vibrante instrumentée tractée. Utilisée pour les travaux de terrassements et de couches de forme, la valeur du module tirée de ce matériel est très bien corrélée avec les modules déterminés à la Dynaplaque ou à l'essai statique classique E_{v2} . Sa plage d'utilisation couvre la gamme des modules entre 30 et 300 MPa.

2

Le sol et sa caractérisation élémentaire

2.1

Rappel du comportement d'un sol

Les méthodes d'interprétation des essais, que l'on vient de décrire et que l'on peut mettre en œuvre, tant sta-

tiques que dynamiques, constituent pour la plupart une retombée des analyses théoriques que le développement industriel a nécessitées, au XIX^e et au début du XX^e siècle (résistance des matériaux). Elles sont issues de l'étude du comportement simple constitué par l'élasticité linéaire (loi de Hooke), et correspondant bien aux propriétés des matériaux alors les plus concernés, tels que l'acier.

Progressivement, et l'essai à la plaque le montre clairement, le sol a été considéré comme un matériau relevant de la mécanique et l'élasticité linéaire lui a été appliquée, même si le caractère approximatif de cette dernière hypothèse est rapidement apparu. Cette approximation reste encore suffisante dans de nombreuses situations dans la mesure où l'on sait rester maître de son application.

Si le sol était totalement élastique dans les plages de contraintes où on le sollicite, le calcul des déformations en serait grandement facilité, et les résultats des mesures de modules par la mise en œuvre des différents essais décrits seraient cohérents entre eux. Si l'acier comporte une plage étendue de comportement élastique, avant que les phénomènes de rupture locale puis générale n'apparaissent, le sol a la particularité de n'être à peu près élastique que dans une plage de très faibles contraintes, plage au-delà de laquelle les ouvrages le sollicitent très largement.

Le sol diffère profondément du matériau élastique, linéaire et isotrope. Il est composé d'un squelette de particules entourées de plus ou moins d'eau et de gaz. Cet ensemble est caractérisé par un comportement très particulier :

- une absence, ou presque, de résistance à la traction ;
- un comportement non linéaire ;
- une déformation non réversible ;
- une anisotropie le plus souvent orthotrope ;
- un effet du temps (fluage, relaxation, fatigue) surtout important pour les sols fins saturés.

Tous ces phénomènes influent sur la détermination des valeurs des modules et plus généralement sur le choix de lois effort-déformation ; ils constituent donc une difficulté notable pour le géotechnicien.

La très faible linéarité initiale, puis la non-linéarité qui lui succède trouvent leur explication dans l'examen du sol et sa constitution. On se limitera pour l'instant à un sol granulaire, constitué de grains solides, d'eau et d'air. Les grains de matière sont en contact les uns avec les autres ; l'arrangement est plus ou moins dense et est fonction de la répartition granulométrique et du serrage. Le serrage lui-même dépend de l'histoire du massif, donc de sa genèse et des charges qu'il a pu subir par le passé.

Plus le poids volumique est élevé, plus l'indice des vides est faible et moins l'ensemble est déformable, car le nombre de points de contact entre les grains augmente. On imagine aisément que, sous de très faibles sollicitations, les contacts entre grains restent approximativement élastiques et les déformations à peu près réversibles ; si les contraintes augmentent, les grains peuvent se déplacer à leurs points de contact, et ils finissent par glisser les uns sur les autres, ce qui conduit à des réarrangements et des déformations de plus en plus importantes. Suivant l'angularité des grains, certains peuvent même être cassés.

Ces déformations sont irréversibles et dites plastiques. Elles ne sont pas instantanées lors de l'application de la charge, ce qui se traduit par ce que l'on appelle le fluage. Dans le cas de la répétition de la charge appliquée, le phé-

nomène de fatigue participe avec le temps à ces déformations irréversibles. Fluage et fatigue, dans le cas d'un sol granulaire, restent petits, dans le domaine de contraintes où le sol est sollicité. Il convient également de mentionner les phénomènes de dilatance et contractance. Le long des lignes ou surfaces de cisaillement, qui canalisent la rupture, les mouvements relatifs sol-sol ne se produisent que si, localement, les grains peuvent se déplacer les uns par rapport aux autres. Si le sol est lâche, ces déplacements sont faciles et conduisent à un resserrement local des grains, avec, donc, une diminution locale du volume élémentaire ; c'est le phénomène de contractance. Inversement, si le sol est dense, le mouvement ne s'opère que si un désenchevêtrement se produit, accompagné d'une légère augmentation du volume local : c'est le phénomène de dilatance. Il existe donc une densité dite critique où il n'y a pas variation de volume.

La signification et l'interprétation des modules qui sont déduits des essais de laboratoire nécessitent d'introduire le rôle de la nature du sol, qui conditionne le comportement et amène à évoquer le facteur temps. On distingue en effet pour les sols deux comportements radicalement opposés :

- celui des sols granulaires, très perméables, dont les grains supportent immédiatement et intégralement les charges qui sont transmises. Même saturés, la forte perméabilité permet généralement à l'eau interstitielle de se déplacer rapidement dès que des surpressions apparaissent ; le drainage de l'eau est en général immédiat ;

- celui des sols peu perméables ; comportant une matrice constituée de particules extrêmement fines, ils possèdent, pour les argiles, des structures très particulières et variées où les phénomènes électrochimiques jouent un rôle important. Très souvent saturées, avec des gaz dissous ou non, les particules élémentaires sont entourées d'eau dite adsorbée qui leur est indissociable, et baignent dans l'eau dite libre. Leur comportement n'est pas indépendant du temps. A court terme, c'est l'ensemble sol-eau qui encaisse la charge appliquée, mais c'est surtout l'eau qui la supporte et qui est mise en pression ; il n'y a pas de drainage et l'eau ne s'échappe pas. A long terme en revanche, la surpression de l'eau va diminuer et baisser plus ou moins lentement. Il y a drainage du sol par expulsion de l'eau jusqu'à reprise complète des efforts par les grains, et annulation de la surpression interstitielle.

C'est la manière dont le sol réagit sous une charge qui intéresse le géotechnicien et dicte le type d'essai, triaxial en particulier qu'il y aura lieu d'entreprendre ; réalisé au laboratoire, il demande à ce que les éprouvettes de sol soient préalablement saturées.

Les sols fins ont un comportement beaucoup plus complexes que les sols granulaires et leur étude, l'interprétation des essais et de leur comportement tant en laboratoire qu'en place s'avère évidemment plus délicate.

Très souvent, les désordres qui affectent les ouvrages géotechniques (semelles, pieux, micropieux, tunnels, soutènements) proviennent de déformations trop importantes du sol ; la rupture peut même apparaître. Le sol se trouve soit cisailé le long de surfaces au sein du massif où il est le plus fortement sollicité, soit très comprimé.

On construit donc les ouvrages géotechniques avec des sécurités suffisantes, en deçà desquelles il n'y a pas de risque ; néanmoins, il faut s'assurer que les déformations restent acceptables pour la construction supportée, laquelle peut être extrêmement sensible.

On entrevoit et on sépare deux modes différents de champs de contraintes dans le sol. Le premier dit déviatorique entraîne des déformations liées majoritairement à du cisaillement, le second dit sphérique considère des déformations de compression. Ces deux modes, dénommés et utilisés par Louis Ménard dans le calcul des tassements, cohabitent le plus souvent.

Cette étude de la déformation du sol, menée jusqu'à la rupture ou jusqu'à de très grandes déformations, peut être simulée en laboratoire ou en place. Il arrive qu'elle soit réalisée en vraie grandeur, c'est le cas par exemple d'un essai instrumenté de chargement d'un pieu.

Les deux essais de base utilisés au laboratoire pour la mesure de la déformabilité des sols sont l'essai triaxial et l'essai œdométrique, déjà évoqués dans le cadre strict de l'élasticité linéaire, et qui correspondent aux deux aspects précédents du comportement, déviatorique et sphérique.

2.2

L'essai triaxial

Dans cet essai, une éprouvette cylindrique de sol, initialement confinée en laboratoire sous une contrainte isotrope p_1 , est progressivement soumise à une surcontrainte verticale q , la contrainte p_1 restant constante

Les déformations qui apparaissent sont de deux types. Sous la contrainte initiale de confinement p_1 , elles sont de compression, avec diminution de volume. Lors de l'application de la surcontrainte q , provoquant le cisaillement, c'est une augmentation de volume, qu'une légère diminution éventuelle, liée à la densité du matériau, peut précéder.

La plage des contraintes utilisées dans le dimensionnement d'ouvrages est généralement de l'ordre du tiers ou la moitié de la contrainte de rupture q_u . La figure 15, extraite avec les commentaires qui l'accompagnent, d'un article récent (Mestat, Reiffsteck, 2002) illustre la diversité des modules que l'on peut définir à partir de la courbe effort-déformation obtenue, compte tenu de la non linéarité et de la non élasticité des sols.

Pour de très faibles déformations, on peut adopter un module initial E_{ini} pouvant être considéré comme élastique, qui correspond à des déformations relatives inférieures à 10^{-5} . Le module sécant E_{sec} est essentiellement variable avec le niveau de contrainte q atteint, et on comprend immédiatement les difficultés du calcul en déformation.

A titre indicatif, l'ordre de grandeur courant des déformations des ouvrages en service se situe vers 10^{-2} à $5 \cdot 10^{-3}$. Ainsi le tassement d'un pieu ou d'une semelle correctement exécutés et dimensionnés est d'environ 0,005 à 0,01 fois leur diamètre ou largeur.

Le module cyclique, E_{cycl} , représenté figure 17, gouverne la déformation lors d'un cycle déchargement-rechargement. Les valeurs du module cyclique sont très variables et dépendent principalement de deux paramètres : le niveau de contrainte maximale q_M atteint et l'amplitude Δq de la contrainte durant le cycle.

Du fait de la non-réversibilité des déformations plastiques apparues lors du premier chargement, la courbe de décharge est très raide, et le module cyclique, très largement supérieur au module sécant, se rapproche du module initial, tout en lui restant inférieur.

Sous des cycles répétés comme la figure 17 le schématise, la déformation augmente par suite de l'accumulation des microdéformations irréversibles plastiques au sein du milieu granulaire. L'amplitude des déformations atteinte après N cycles peut s'écrire $s(N) = s(\Delta q)(1 + A \ln N)$ avec $s(\Delta q) = \frac{\Delta q}{E_{cycl}}$ où A est un coefficient qui croît avec q_M .

La figure 15 peut également correspondre aux résultats d'un essai drainé, qui sera de réalisation rapide s'il s'agit de sol pulvérulent ou au contraire lente pour des sols très fins saturés. On obtient alors des modules drainés notés E' . Un essai rapide, non drainé, sur matériau fin saturé conduit à des modules non drainés E_u . On conçoit bien, étant donné les mécanismes mis en jeu lors du drainage avec un départ d'eau, que $E' \leq E_u$; nous reviendrons plus loin sur les relations qui les lient (on a $E' = E_u$ pour des sols très perméables, granulaires).

Entre ces deux situations extrêmes de sols très perméables et quasi imperméables, les sols non saturés, doivent faire l'objet d'une attention particulière en ce qui concerne leur état hydrique, dont il faut s'assurer du caractère permanent ou non. La réalisation d'essais triaxiaux sur des prélèvements en l'état est toujours possible, mais les paramètres qui en sont issus, et les modules en particulier, sont susceptibles de ne caractériser le sol qu'à un moment donné, dans un état donné.

Si l'on souhaite dans les calculs d'ouvrages adopter une loi de comportement conforme aux résultats de la figure 15, le modèle est compliqué, le plus simple utilisé comportant sept paramètres (loi élastoplastique, dite avec écrouissage) qu'il faut déterminer. Ces types de modèles sont introduits dans des codes de calcul aux éléments finis ou différences finies.

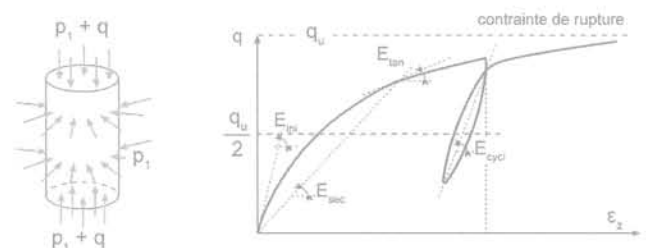


FIG. 15 Définition des modules dans l'essai triaxial. Definition of moduli in triaxial test.

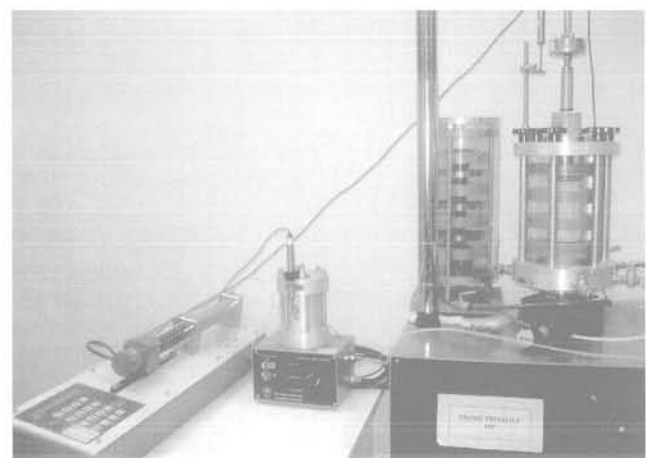


FIG. 16 Appareil triaxial. Triaxial apparatus.

Cette figure 15 peut être simplifiée pour des applications pratiques. La figure 18 montre par exemple une loi dite élastoplastique parfaite (modèle de Mohr-Coulomb) comportant une partie linéaire, caractérisée par un module élastique E , suivie d'un palier plastique limité par q_u , dont la valeur est liée aux caractéristiques ϕ' et c' , s'il s'agit de conditions drainées (la cohésion c' est nulle dans le cas de matériau totalement pulvérulent ; on notera $E = E'$), ou c_u , cohésion non drainée (et on notera $E = E_u$) s'il s'agit de conditions non drainées pour les sols fins. La valeur de E à rentrer dans le modèle (sans parler du coefficient de Poisson ν) résulte d'un compromis avec le comportement réel ; il s'agira d'un module sécant moyen tiré de la figure 15. Cinq ou quatre paramètres sont indispensables : E' , ν' , c' et ϕ' et ψ , angle de dilatance lié au mécanisme de même nom déjà évoqué (on adopte souvent $\psi = 0$), ou E_u , ν_u , c_u et ψ .

Nous avons indiqué que l'éprouvette triaxiale était confinée sous une contrainte isotrope p_1 . Le choix de cette contrainte n'est pas indifférent de la profondeur à laquelle on prélève l'échantillon de sol. Il s'agit, après extraction de l'échantillon, de recréer avant l'essai proprement dit, les conditions de contraintes effectives auxquelles il était soumis dans le sol. Dans un essai drainé, l'obtention des caractéristiques de résistance drainées (ou effectives) c' et ϕ' nécessite plusieurs essais élémentaires sous des contraintes isotropes différentes. Aussi, à cette fin, le choix pour un même élément de sol, situé à la profondeur z_1 , de trois contraintes $p_3 > p_2 > p_1$, amène à déterminer trois valeurs de module du sol attribuées aux profondeurs correspondantes z_3 , z_2 et z_1 . On peut donc avec un essai triaxial complet, ce qui demande trois ou quatre échantillons, en déduire les modules à des profondeurs différentes. Le module croît avec la profondeur.

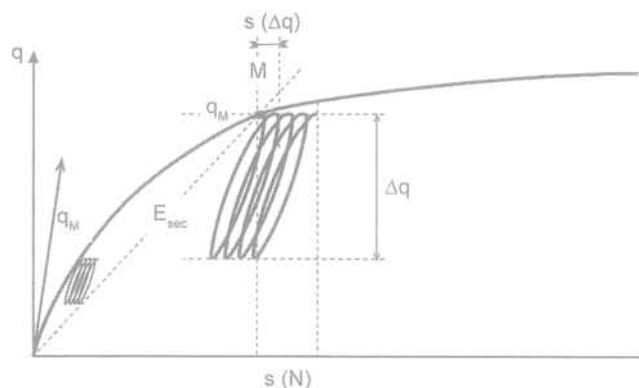


FIG. 17 Chargements répétés à l'essai triaxial. Cyclic triaxial test.

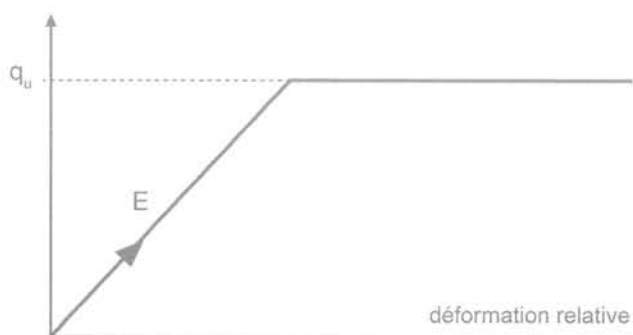


FIG. 18 Loi élastoplastique de Mohr-Coulomb. Mohr-Coulomb elastoplastic behaviour.

Pour un sol fin, dans un essai non drainé, ou rapide, qui conduit à déterminer la cohésion non drainée c_u , la courbe contrainte-déformation reste la même quelle que soit la pression de confinement p , si l'on n'autorise pas le drainage préalable avant le cisaillement rapide. Par contre, si, sous différentes étreintes p , on permet le drainage complet et que l'on cisaille ensuite rapidement, on peut estimer, comme précédemment, l'augmentation avec la profondeur de la cohésion non drainée c_u , et du module E_y . L'essai correspondant est l'essai consolidé non drainé.

Durant le drainage sous l'étreinte isotrope p_1 , l'échantillon subit une diminution de volume par compression, conduisant à des caractéristiques nouvelles déterminées lors du cisaillement rapide.

Une illustration simple et indirecte de l'augmentation du module avec les contraintes de confinement, et donc avec la profondeur dans le massif, est celle de deux paquets de café : le premier, rempli simplement à l'air ambiant, se déforme très facilement sous une légère pression en tête ; le second a été rempli sous vide, il subit donc la pression atmosphérique et la même légère pression ne le déforme pas car il a acquis une très forte rigidité. On constate aussi que son volume est légèrement plus faible que le précédent, son poids volumique étant légèrement plus élevé. On voit donc, que le module drainé est essentiellement variable, pour un sol donné, en fonction de son état et des contraintes auxquelles on le soumet.

2.3

L'essai œdométrique

L'œdomètre est un matériel de laboratoire, mis au point pour les besoins de la mécanique des sols, particulièrement adapté à l'étude des tassements des sols fins et qui permet d'aborder plus simplement que le triaxial la relation entre module drainé et contraintes (ce matériel a initialement été utilisé pour la mesure des gonflements, d'où son nom).

C'est un essai à géométrie simple, qui consiste à enfermer un échantillon d'épaisseur L (quelques centimètres) dans une boîte indéformable latéralement, cylindrique ou cubique et simplement ouverte à sa partie supérieure, où l'on applique un effort F_z par l'intermédiaire d'un piston rigide ou par pression pneumatique. C'est un essai où les contraintes appliquées sont plutôt de mode sphérique, entraînant surtout des efforts de compression.

Dans cet essai, les déformations radiales sont empêchées et $\epsilon_y = \epsilon_x$ (ou ϵ_r) = 0. Si l'on suppose le matériau élastique on trouve alors, comme dit en I, que :

$$\epsilon_z = \frac{\Delta L}{L} = - \frac{\sigma_z (1+\nu)(1-2\nu)}{E (1-\nu)}, \text{ ce qui ne permet d'accéder à } E \text{ que si } \nu \text{ est connu ; en particulier si } \nu \text{ se rapproche de } 0,5, \text{ ce qui est le cas du milieu incompressible, le module } E, \text{ alors apparent, tend vers l'infini.}$$

Cette configuration est précisément celle rencontrée lors de la mise en place de remblais ou radiers de grande superficie sur une couche de sol d'épaisseur limitée. Les mouvements du sol sont essentiellement des tassements verticaux, et seuls les bords du remblai ou du radier chargent le sol de manière différente, à savoir déviatorique ; c'est ce dernier aspect qui limite les charges supportables et dicte la méthodologie de construction pour les remblais.

L'essai œdométrique est surtout pratiqué sur des sols vraiment compressibles et saturés, mais rien n'empêche de le réaliser sur tout type de sol ; c'est rarement le cas, du moins pour la pratique courante. Des essais de type



FIG. 19 **Œdomètre mécanique.**
Mechanic oedometer.



FIG. 20 **Œdomètre pneumatique.**
Pneumatic oedometer.

particulier ont été développés, tels ceux permettant la mesure du coefficient des terres au repos K_0 .

Si, comme dans l'essai triaxial, on pratique l'essai en empêchant tout drainage, on peut définir un module non drainé, qui ne présente aucun intérêt, comme le montre l'expression, applicable en élasticité,

$$E'_{\text{œd},u} = \frac{E_u(1-\nu_u)}{(1+\nu_u)(1-2\nu_u)}, \text{ dans laquelle, pour les argiles}$$

molles saturées, ν_u vaut 0,5 ou en est très proche. $E'_{\text{œd},u}$ est dans ce cas très élevé. Par contre, si l'on permet le drainage, et c'est tout l'intérêt de cet essai, destiné à l'étude de la consolidation (c'est-à-dire du report progressif des charges appliquées, de l'eau sur les grains, et de l'évolution du tassement avec le temps), on mesure et définit un module œdométrique $E'_{\text{œd}}$ d'où l'on peut tirer un module de type drainé

$$E', \text{ par la relation } E'_{\text{œd}} = \frac{E'(1-\nu')}{(1+\nu')(1-2\nu')}.$$

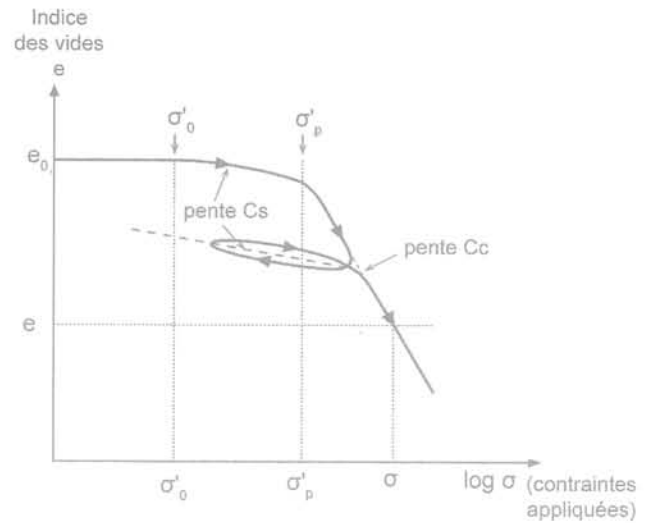


FIG. 21 **Courbe de tassement œdométrique.**
Oedometric settlement curve.

Par définition le module œdométrique sécant $E'_{\text{œd}} = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$, où σ_z est la contrainte appliquée lors de l'essai et ε_z , le tassement relatif final de l'échantillon, en fin de consolidation.

D'un point de vue pratique, l'essai est directement interprété à partir de la courbe dessinée figure 21 et donnant l'indice des vides e , en fonction du logarithme décimal de la contrainte appliquée. On a la chance que cette courbe puisse être assimilée à un segment de droite pour une large plage de contraintes et on peut

écrire $\varepsilon_z = \frac{\Delta L}{L} = \frac{Cc}{1+e_0} \log \frac{\sigma_z + \sigma'_0}{\sigma'_0}$, où e_0 est l'indice de vide initial, Cc est le coefficient de compressibilité et σ'_0 est la contrainte effective verticale régnant dans le massif au niveau du prélèvement de sol ; cette expression concerne les sols dits normalement consolidés qui n'ont jamais subi de contraintes verticales supérieures à celles existant lors du prélèvement.

Le module œdométrique, tel que défini ci-dessus sous forme d'un module sécant, est donc variable avec la contrainte appliquée, ce qu'il ne faut jamais oublier.

Si σ_z est très petit devant σ'_0 , $E'_{\text{œd},i} = \frac{\sigma'_0(1+e_0)}{0,435Cc}$ définit

un module œdométrique initial, également variable puisqu'il augmente linéairement avec la profondeur ($\sigma'_0 = \gamma'z$) si e_0 est considéré constant. En réalité $E'_{\text{œd},i}$ croît légèrement moins vite que z . On peut définir de même, le module œdométrique tangent en tout point de la

courbe (ε_z, σ_z), qui s'exprime par $\frac{\sigma'_0(1+e_0)}{0,435Cc} (\sigma'_0 + \sigma_z)$

très explicite quant à sa variation avec σ'_0 et σ_z .

Deux exemples numériques permettent d'apprécier l'amplitude des variations du module, choisi ici sécant.

1) Une argile molle très compressible saturée (caractérisée par $w_{\text{sat}} = 1$; $Cc = 0,8$; $e_0 = 2,6$; et $\gamma_h = 14,5 \text{ kN/m}^3$) est chargée sous 20 kPa, puis 140 kPa (remblai de 1 m, puis 7 m). Les valeurs de $E'_{\text{œd}}$ à 5 m puis 10 m de profondeur sont données en kPa dans le tableau I ci-dessous, indiquant également la valeur du module initial sous charge nulle ; y figure également la valeur du tassement d'une épaisseur de 1,00 m de sol, à la profondeur considérée.

TABEAU I Valeurs des modules œdométriques (en kPa) et tassements dans une argile molle.
Values of oedometric moduli and settlements in soft clay.

Charge \ Profondeur z	5 m	10 m
0	230	460
1 m (20 kPa)	320 6 cm	560 3 cm
7 m (140 kPa)	730 19 cm	1 020 14 cm

2) Un limon légèrement compressible, non saturé ($w = 0,2$; $C_c = 0,1$; $e_0 = 0,6$; $\gamma_h = 18,5 \text{ kN/m}^3$), donne dans les mêmes configurations, les valeurs indiquées au tableau II.

TABEAU II Valeurs des modules œdométriques (en kPa) et tassements dans un limon.
Values of oedometric moduli and settlements in lime.

Charge \ Profondeur z	5 m	10 m
0	3 400	6 800
1 m (20 kPa)	3 800 0,5 cm	6 900 0,3 cm
7 m (140 kPa)	5 600 2,5 cm	9 140 1,5 cm

Ces valeurs et leurs variations montrent évidemment que si le sol est peu compressible, admettre, pour une profondeur z donnée, la constance du module œdométrique avec la charge appliquée reste sans grande incidence. Ainsi dans l'exemple 2, pour les couches situées vers 10 mètres, on peut choisir une valeur unique $E'_{\text{œd}} = 8 000 \text{ kPa}$, quelle que soit la charge de remblai ; les tassements calculés sont en effet très faibles et, de ce fait, *a priori* peu préoccupants pour le projet. L'argile molle par contre ne peut, sans grosse erreur relative sur les tassements qui sont importants, faire l'objet de la même simplification.

Mais considérer une valeur unique du module sur toute l'épaisseur du massif de sol est faux et ne peut être acceptable que pour des épaisseurs modestes.

On met de la même manière en évidence l'effet d'un déchargement-rechargement qui conduit à un coefficient de gonflement C_s très inférieur à C_c . La courbe de l'essai œdométrique reflète donc tout logiquement une allure analogue à celle d'un essai triaxial, avec cycle.

Les massifs de sol ayant subi autrefois une contrainte statique σ'_p importante aujourd'hui disparue sont dits surconsolidés. On conçoit que le tassement entraîné par leur rechargement soit sans grande incidence si ce dernier n'entraîne qu'une contrainte inférieure à σ'_p . Par contre, si elle dépasse σ'_p , la fraction supérieure à σ'_p conduit à un tassement dont l'amplitude est régie par le coefficient C_c .

On a dans ces deux situations, où σ'_p représente la contrainte qui a régné au niveau considéré, les relations suivantes :

$$\epsilon_z = \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma_z + \sigma'_0}{\sigma'_0} \quad \text{si } \sigma_z + \sigma'_0 < \sigma'_p$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{1+e_0} \left(C_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma_z + \sigma'_0}{\sigma'_p} \right) \quad \text{si } \sigma_z + \sigma'_0 > \sigma'_p$$

Si l'on reprend le premier exemple précédent d'argile molle, en introduisant une surconsolidation $\sigma'_p = \sigma'_0 + 30 \text{ kPa}$ et $C_s = 0,15$, les valeurs des tassements et des modules équivalents sont fortement modifiés, comme l'indique le tableau III ci-dessous, et ce, dans des proportions très variables suivant la charge appliquée.

TABEAU III Valeurs des modules œdométriques (en kPa) et tassements dans une argile molle surconsolidée.
Values of oedometric moduli and settlements in an overconsolidated soft clay.

Charge σ_z \ Profondeur z	5 m	10 m
1 m (20 kPa)	1 740 1,1 cm	3 000 0,7 cm
7 m (140 kPa)	1 125 12,4 cm	1 460 9,6 cm

Il faut surtout remarquer dans ce tableau, la chute du module, et donc l'augmentation forte du tassement, dès que la charge appliquée σ_z a dépassé la valeur de 30 kPa.

Aussi la détermination de σ'_p est elle très importante pour certains types d'ouvrages, alors que l'incidence l'est beaucoup moins pour d'autres. Si l'argile molle de ce premier exemple ne consiste qu'en une couche unique de 1,00 m d'épaisseur située à 5,00 m de profondeur moyenne (les sols sous et sus jacents étant supposés quasiment incompressibles), le fait d'ignorer la surconsolidation, conduit pour un remblai de 7,00 m (140 kPa) à prévoir un tassement de 19 cm au lieu de 12,4 cm, ce qui n'est pas très grave en soi compte tenu de la nature de l'ouvrage. Par contre, s'il s'agit de mettre en place un dallage ou un radier, ouvrages sensibles, apportant 20 kPa de charge, les répercussions ne sont pas du tout les mêmes, puisque pour 1,1 cm « correctement » prévisible, on annoncera 6 cm. Il sera alors sans doute préconisé des travaux particuliers, tels une surcharge provisoire (ce qui se fait actuellement assez peu) ou plus souvent une amélioration des sols, qui n'a pas obligatoirement lieu d'être.

Ce cas de figure des dallages industriels est courant, et pour des faciès de sols qui souvent ne sont que légèrement compressibles, souvent légèrement surconsolidés et assez peu chargés. Une préoccupation liée étroitement à ce type de problème est celle de la connaissance des niveaux de la nappe phréatique, si elle existe et, tout particulièrement, de son niveau le plus bas, lequel concourt à la surconsolidation.

Il faut reconnaître que la détermination de σ'_p est difficile et demande en particulier un très grand soin lors du prélèvement et de la préparation des échan-

tillons de sols. L'utilisation du piézocône, avec une mesure en places s'avère tout à fait intéressante.

L'essai œdométrique permet également d'aborder l'étude du fluage particulièrement pour les sols dont la structure est sujette à ce phénomène : les vases argileuses, les tourbes. Ce phénomène, qui se traduit physiquement par des déformations différées à long terme, dénommé également compression secondaire, se superpose et surtout prolonge celui qui vient d'être examiné, lié à la consolidation primaire. Ces déformations différées s'ajoutent aux déformations précédentes ; l'essai de fluage, adapté à cet effet permet d'en prévoir l'amplitude en fonction du temps.

Il faut donc retenir que le module œdométrique sous sa forme sécante, caractérise la transformation d'une couche de sol situé à un niveau z , sous une contrainte imposée. Ce module est essentiellement variable en fonction de la profondeur. Après la consolidation sous cette contrainte, le sol final est mécaniquement différent du sol initial : il est un peu plus dense et ses caractéristiques sont meilleures. C'est ce que recherchent les méthodes d'amélioration des sols, où l'on met en œuvre des techniques diverses : préchargement avec ou sans drainage, pilonnage, consolidation par le vide... précisément destinées à l'obtention d'un sol, après traitement, beaucoup moins déformable qu'initialement.

2.4

Relations entre essais triaxiaux, œdométriques et autres essais

Dans un essai œdométrique, les modules $E'_{\text{œd}} = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$ et E' qu'on peut en déduire sont, du moins pour les sols normalement consolidés, croissants avec la contrainte appliquée, alors que le module de même nature drainé, E'_d , que l'on tire de l'essai triaxial, est décroissant avec le déviateur appliqué. Les deux valeurs de E' obtenues par l'un ou l'autre essai ne sont donc *a priori* pas trop différentes que pour des contraintes de cisaillement ou de compression extrêmement faibles (modules initiaux), et pour des échantillons de sols qui sont dans des états initiaux de contraintes strictement identiques.

Ces deux essais révèlent une différence importante entre le comportement réel du sol et un comportement élastique. Elle est très fortement accentuée par la coexistence de deux états, déviatorique et sphérique, qui s'opposent et qui contribuent aux déformations au sein du massif par deux manifestations distinctes : déplacement par glissement des grains entre eux ou compression.

L'essai triaxial, suivant ses modalités, permet l'accès à quatre paramètres de déformabilité E'_v , v_u et E' , v' ; E'_u et E' sont variables avec la contrainte appliquée. On a indiqué que $E' \leq E'_v$, et les valeurs de ces modules sont d'autant plus élevées que le sol est dense. Une légitime interrogation concerne l'éventuelle relation entre ces deux grandeurs. Il a été montré (Giroud, 1975), dans l'essai de cisaillement simple, sans variation de volume, si le sol est parfaitement élastique, tant en conditions non drainées que drainées, que $\frac{1+v'}{E'} = \frac{1+v_u}{E'_u}$. Ceci conduit, pour un sol pulvérulent où $v' = v_u$, à $E' = E'_u$ et

pour un sol fin saturé où $v_u = 0,5$ à $E'_u = \frac{1,5E'}{(1+v')}$. Cette

égalité n'est cependant strictement vraie pour le sol que dans le domaine des petites déformations, où l'on peut légitimement admettre que le sol considéré dans l'une ou l'autre des deux conditions reste strictement le même, le départ d'eau par drainage étant totalement négligeable. Ce n'est pas le cas pour les ouvrages géotechniques.

Ce rapport théorique $\frac{E'_u}{E'}$ pour les sols fins, est très faible si on le compare à la réalité mesurée, située le plus souvent entre 1 et 10. Les explications de cette très grande différence sont à rechercher au niveau du comportement de chacune des phases constituant le sol : compressibilité du squelette, des gaz (pour les sols non saturés), dissolution des gaz en fonction des pressions appliquées et quasi incompressibilité de l'eau.

On retiendra sous certaines hypothèses restrictives nécessitant un comportement élastique des éléments constitutifs du sol, loin de la rupture du sol, et dans un domaine limité de contraintes, les relations établies pour l'essai triaxial et dont on trouvera le principe de leur obtention par exemple chez Giroud (Giroud, 1975) :

$$E'_u = \frac{E'}{1-AB(1-2v')} \quad \text{ou} \quad E' = \frac{E'_u(1-B)}{1-B+AB(1-2v_u)}$$

Les mécaniciens des sols reconnaîtront ici les coefficients A et B de Skempton qui permettent de relier la surpression interstitielle Δu aux accroissements $\Delta \sigma_1$ et $\Delta \sigma_3$ des contraintes principales, par la relation $\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$.

D'un point de vue pratique, lorsque le degré de saturation en eau du sol est inférieur à 0,7, alors $B \approx 0$ et $E'_u = E'$; si le sol est saturé $B = 1$ et $v_u = 0,5$; les ordres de grandeur de A et des rapports qui en découlent sont fournis dans les tableaux IV.a et IV.b ci-après.

En conclusion de l'examen des essais de laboratoire de base que sont l'essai triaxial avec ses modalités différentes et l'essai œdométrique, on retiendra que les caractéristiques de déformabilité E'_v , E' ou $E'_{\text{œd}}$ sont variables avec les contraintes appliquées et avec le type de sollicitation appliquée. Mais, dans les domaines de

TABEAU IV.a Ordres de grandeur du paramètre A (relatif à de petites déformations) en fonction du degré de consolidation de l'argile (d'après Skempton et Bjerrum). Approximation of Skempton coefficient A with the degree of consolidation of clay.

Argile très surconsolidée	$0 \leq A \leq 0,25$
Argile surconsolidée	$0,25 \leq A \leq 0,5$
Argile normalement consolidée	$0,5 \leq A \leq 1$
Argile molle et sensible	$A \geq 1$

TABEAU IV.b Ordres de grandeur du rapport des modules non drainé et drainé, en sols fins saturés. Approximation of undrained and drained moduli ratio in saturated fine soils.

Argile très surconsolidée	$1 \leq \frac{E'_u}{E'} \leq 1,2$
Argile surconsolidée	$1,1 \leq \frac{E'_u}{E'} \leq 1,5$
Argile normalement consolidée	$1,2 \leq \frac{E'_u}{E'} \leq 2,5$
Argile molle et sensible	$1,5 \leq \frac{E'_u}{E'} \leq 10$

déformations très limitées, ces grandeurs peuvent être reliées ou corrélées entre elles pourvu qu'elles le soient dans des plages de contraintes qui soient proches, ce qui atténue l'incidence de la non élasticité, ainsi que dans des états qui soient comparables. Ces conditions limitent fortement les possibilités de passer d'une caractéristique à l'autre, les difficultés croissant avec les sols de plus en plus mous.

Certains ouvrages géotechniques conduisent par contre à de très fortes déformations. Le cas du remblai sur sol compressible épais en est l'exemple où, après tassement et donc après drainage, le sol compressible est totalement différent de ce qu'il était initialement.

La comparaison sans précautions, dans de telles conditions, d'un module non drainé avec un module drainé peut perdre toute signification et le rapport, tel que défini à partir des tableaux IV, peut être totalement bouleversé et sans signification. La figure 29 relative aux fondations superficielles en est d'ailleurs la parfaite illustration ; à la charge Q appliquée correspond deux valeurs de tassement à court et long terme. Le rapport des modules sécants correspondants E_v/E' varie : supérieur à 1 aux faibles charges, atteignant 1, puis pouvant atteindre de très faibles valeurs pour des charges importantes. La mobilisation des caractéristiques de cisaillement non drainées et drainées altère profondément les relations liant les modules.

Les exemples numériques menés à partir de résultats œdométriques, et les tableaux IV sont très instructifs, puisqu'ils montrent, en particulier pour des argiles surconsolidées et très surconsolidées, des rapports $\frac{E_v}{E'}$ assez proches de 1 ; on peut donc imaginer pour ces dernières d'accéder à un comportement drainé, permettant de prévoir un tassement ou une déformation à long terme, à partir d'un essai non drainé, rapide.

Pour les argiles normalement consolidées et *a fortiori* molles et sensibles, cette démarche est évidemment déconseillée.

Un dernier point relatif à la détermination des modules concerne les incertitudes qui affectent les valeurs auxquelles on aboutit. Elles résultent des mesures elles-mêmes, mais l'essentiel provient du



FIG. 22 Matériel pressiométrique élémentaire L. Ménard (1965).
Basic pressuremeter apparatus.

conditionnement de l'éprouvette qui inclut le forage, le prélèvement, le transport et la préparation en laboratoire. L'influence de cette succession de facteurs peut être très importante ; elle est en tout cas très variable suivant la nature et l'état des sols en place. La norme P-94202 sur les prélèvements a pour objet de permettre de limiter cette influence.

Si l'on étend aux autres types d'essais cette comparaison, il est essentiel de retenir que les modules déterminés par les techniques de propagation des ondes sont évidemment très largement supérieurs à ceux résultant de l'utilisation d'autres techniques. Ainsi, les valeurs suivantes extraites d'une étude sur la déformabilité d'un massif marneux (Magnan *et al.*, 1998) le rappellent. Outre une croissance systématique avec la profondeur du module quel qu'en soit le type, on a mesuré les fourchettes suivantes de E_{\max}/E où E_{\max} est le module déterminé par ondes de surface et E celui issu d'un autre mode :

- avec les essais de laboratoire : 25 à 50 (œdomètres et triaxiaux) ;
- avec les essais pressiométriques Ménard : 15 à 30 ;
- avec des mesures de tassement en profondeur par couches : 2 à 20.

C'est la prise en compte de ces variations, liées à des niveaux très variables de sollicitations du sol ou du massif, qui est nécessaire pour construire des modèles réalistes de lois de comportement des massifs et permettre la résolution de problèmes délicats de déformation.

2.5

L'essai pressiométrique

Cet essai, réalisé en place sur le terrain, est apparu il y a cinquante ans dans la pratique de la mécanique des sols, avec le dépôt d'un brevet, le 9 janvier 1955, par Louis Ménard (1931-1978). Il est devenu, au moins en France, un essai de routine très largement utilisé maintenant.

Il permet une approche différente des problèmes géotechniques et la réalisation d'un nombre plus important d'essais que le laboratoire ne le permet.

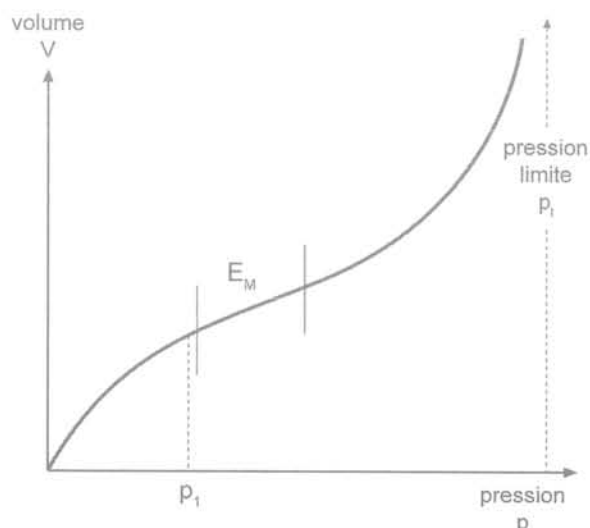


FIG. 23 Courbe pressiométrique type.
Pressuremeter type curve.

Le pressiomètre Ménard comprend essentiellement une sonde cylindrique introduite dans un forage réalisé à l'avance et de diamètre légèrement plus grand que la sonde. Celle-ci est dilatable radialement sous l'effet d'une pression fournie par un contrôleur pression volume (CPV) situé au niveau du sol. La sonde comprend trois cellules : une cellule centrale pleine d'eau et deux cellules de « garde » de manière à ce que contraintes et déformations induites par la cellule centrale dans le sol soient radiales. Elle est reliée au CPV par des tubulures souples. Le contrôleur donne l'augmentation de diamètre du forage par la mesure du volume de la cellule centrale. On réalise ainsi un essai statique de chargement en augmentant la pression par paliers de pression égaux. L'interprétation de la courbe de chargement permet d'en déduire :

- un module de déformation, en phase dite pseudo-élastique, car elle est pratiquement linéaire, mais non réversible ;
- une pression limite qui correspond à l'apparition de grandes déformations de la cavité cylindrique.

Une courbe pressiométrique type est donnée en figure 23 ; elle présente trois parties :

- la première correspond à une remise en contact entre sonde et paroi du forage. On peut dire qu'on remédie en partie au remaniement du sol et à sa décompression ; on atteint de la sorte une pression p_1 ;
- la deuxième n'est pas linéaire mais s'en rapproche ; elle permet de ce fait le calcul d'un module dit pressiométrique, noté E_M , défini sur une plage de contrainte dont la borne supérieure ne dépasse pas une valeur dite pression critique (ou de fluage) valeur au-delà de laquelle la troisième partie de la courbe présente rapidement une allure asymptotique qui conduit à définir la pression limite p_l .

Le module $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, on l'a vu en partie 1, est défini

à partir de la relation $G = V_0 \frac{p - p_0}{V - V_0}$ découlant, en assimilant le sol à un matériau élastique (qu'il n'est pas), de l'expression exacte $eV = V_0 e \frac{p - p_0}{G}$ sachant que $\frac{p - p_0}{G}$ est souvent petit.

De cette valeur de G , avec l'hypothèse faite d'un coefficient de Poisson de 0,33, la valeur de E_M qu'on en déduit est utilisée pour le calcul du tassement des fondations, voire des remblais ou radiers sur sols compressibles ; nous y reviendrons.

Il est utile de rappeler que le module E_M était, dans les années soixante, obtenu à partir d'essais effectués dans des forages réalisés en tarière à main ; il s'agissait de formations où une telle pratique est possible, en l'occurrence les sols fins hors nappe. Le soin pris à l'exécution de ces avant-trous était tout à fait remarquable. Le module obtenu était considéré comme le module de référence et les essais de chargement expérimentaux de semelles nécessaires au calage des méthodes de calcul de tassement à partir de E_M ont été basés sur ces valeurs de référence.

Le souci d'une plus grande rapidité d'exécution des essais et d'une réalisation dans des terrains autres que fins, a conduit à multiplier les types de matériels de forages. Aussi a-t-on été conduit à étudier, pour différents types de sols, l'influence du mode de forage sur les valeurs de E_M et de la pression limite p_l . Des recom-

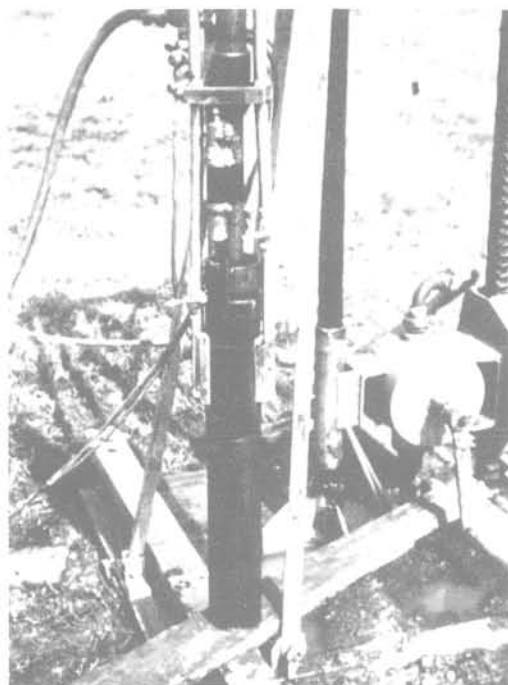


FIG. 24 Pressiomètre autoforeur.
Selfboring pressuremeter.

mandations ont donc été introduites, d'abord dans le mode opératoire initial (LCPC, 1971) puis dans la norme actuelle sur l'essai pressiométrique (Afnor, 2000) qui indiquent les méthodes les plus appropriées à utiliser. C'est sous cette condition que l'utilisation qui est faite du module E_M pour le calcul des déformations est appropriée. Malgré cela, on constate des écarts dans la mise en œuvre, qui ont une forte influence sur les valeurs des modules calculés ; les répercussions sur les tassements prévisibles sont évidentes.

Même réalisé avec le soin exigé par les normes, le forage perturbe la réponse du sol ; le sol est donc remanié, mais on peut considérer que ce remaniement est en quelque sorte contrôlé et encadré. Le massif n'est efficacement sollicité qu'à partir du point d'inflexion apparaissant sur la courbe volume-pression. C'est d'ailleurs précisément autour de ce point que l'on peut définir le « meilleur » module. Néanmoins, certains sols subissent des modifications, telles les arènes granitiques pouvant passer de la « microroche » au sol fin ; l'effet sur la valeur du module du massif reste sans doute limité. A des fins plus fondamentales, le pressiomètre a été l'objet, à partir de 1970 (Baguelin *et al.*, 1978), de recherches technologiques puis théoriques, très importantes qui ont conduit à la mise en œuvre par « autoforage ».

Pour simplifier, la méthode consiste à mettre en œuvre dans le sol la sonde pressiométrique sans qu'il y ait modification de l'état initial du sol. L'essai pressiométrique d'expansion, alors réalisé, permet de charger un sol vierge dont on peut analyser les propriétés élémentaires.

Toute la difficulté dans l'autoforage a été de permettre la réalisation d'un forage sans qu'il y ait perturbation du sol, ou du moins qu'elle soit la plus réduite possible ; ce sont plusieurs années d'efforts technologiques dès les années 70, sous l'impulsion de F. Jézéquel, du laboratoire des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc, qui ont permis d'aboutir et de permettre le développement d'essais en place de grande qualité, dans les sols fins.

Ces essais peuvent être qualifiés, comme on l'a fait pour le laboratoire, d'essais élémentaires ; l'essai pressiométrique « autoforé » en est un. Son utilisation en tant que tel n'a cependant pas connu de grands développements du fait d'une orientation du pressiomètre, à caractère très opérationnel, à savoir le dimensionnement des fondations. Le non-succès de cette voie, du fait d'une haute technicité nécessaire et de méthodes existantes suffisantes a conduit, du moins en France, à une longue période de délaissement. Actuellement, l'autoforage revêt le jour, avec l'optique de la caractérisation élémentaire du sol qui aurait toujours dû être la sienne et pour laquelle les outils et justifications existent depuis l'origine du développement.

La figure 25 illustre simultanément une courbe issue de l'essai standard (3) et des courbes vierges issues d'essais « autoforés » : (1) pour un sol de type élastoplastique (Mohr - Coulomb) et (2) pour un sol réel.

La courbe (2) présente qualitativement une allure similaire à celle donnée par un essai triaxial ; le module

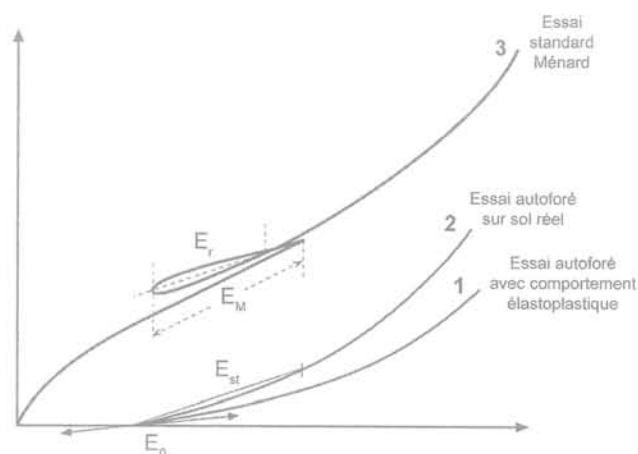


FIG. 25 Courbes pressiométriques standard et par autoforage.
Pressumeter curves : standard and pressumeters.

E_0 initial tangent, et les modules successifs sont très largement supérieurs aux modules définis sur la courbe standard (3) pour des plages de contraintes identiques.

La réalisation d'un cycle de déchargement-rechargement conduit à un module cyclique E_r qui se rapproche de la valeur du module sécant E_{st} de la courbe 2, pour une plage de contraintes identique. Ainsi, si un ouvrage sollicite le sol pour cette plage de contraintes, et mobilise donc E_{st} , l'utilisation de E_r s'avère-t-elle justifiée.

Aussi l'idée toute naturelle d'introduire dans l'essai standard un cycle de déchargement-rechargement dans la plage de contraintes utilisée pour le calcul de E_M a-t-elle surgi très tôt, chez L. Ménard lui-même (Ménard, 1962) dans le but d'atteindre un module élastique appelé à l'époque module de microdéformation. Les essais réalisés, limités en nombre, ont donné des résultats néanmoins intéressants.

Ce type de démarche a été plus récemment repris dans le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées, et une synthèse des résultats a été publiée (Combarieu, Canepa, 2001) portant sur l'influence du mode de forage et l'obtention de rapports caractéristiques $\frac{E_r}{E_M}$ selon les natures des sols. Le module E_r est celui de rechargement assimilé à un module élastique moyen,

calculé pratiquement dans la plage des contraintes choisie pour calculer E_M . Ce module présente de ce fait un intérêt pour aborder des calculs de tassements.

Le tableau V, extrait de cette synthèse, fournit ces rapports pour quatre natures de sols testés, représentant sept sites naturels étudiés et dans les conditions opératoires les meilleures.

TABLEAU V Essais pressiométriques cycliques ; rapports caractéristiques E_r/E_M .
Cyclic test with pressumeter ; usual ratio E_r/E_M .

Sol étudié	E_r/E_M
Argile raide surconsolidée	2,5 à 3,5
Limons	3 à 4,5
Sable	6 à 7,5
Craie	5,5

Ces valeurs rejoignent celles données pour les trois premiers sols étudiés par L. Ménard. Toutefois, dans l'argile raide par exemple, on a mesuré $E_r/E_M = 1$, avec une mise en œuvre, tout à fait proscrite, de la sonde de mesure par battage direct.

Une première remarque capitale s'impose : l'essai pressiométrique est un essai qui sollicite rapidement le sol ; les paliers de chargement sont d'ailleurs appliqués une minute ; c'est un essai non drainé pour les sols fins, et il est donc vain de vouloir approcher des phénomènes de consolidation, à long terme, avec cet essai.

Une seconde remarque a trait à la signification mécanique de E_M ou E_r . Ce sont certes des modules, mais qui caractérisent le comportement horizontal du massif du sol, alors que ceux mesurés lors d'essais triaxiaux ou oedométriques intéressent en majorité le comportement vertical. Il s'agit de l'anisotropie pour laquelle il sera donné plus loin quelques éléments.

Il faut donc retenir de l'essai pressiométrique, que le module E_M déterminé lors d'une campagne d'essais doit l'être avec le souci, pour celui qui paye les essais, du res-

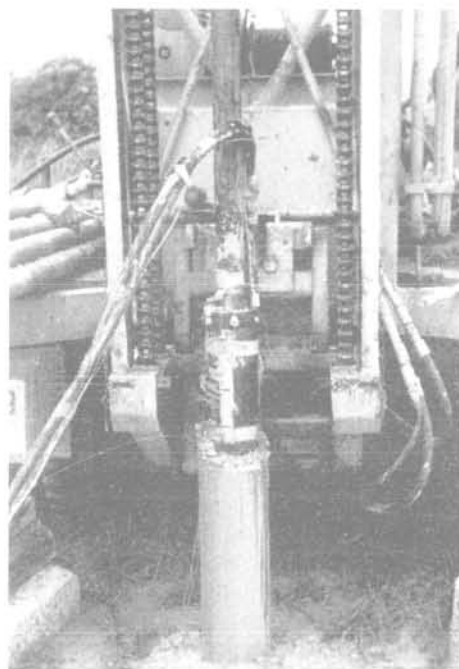


FIG. 26 Sonde frottante.
Self boring friction cell.

pect strict de la norme. De toute manière, il y a lieu de fournir les différents éléments permettant de juger de la qualité des résultats. Ainsi, la description de la méthode de forage devrait être systématiquement mentionnée, de même que la longueur de forage pratiquée avant l'introduction de la sonde. Les valeurs du coefficient α , évoqué ci-après, ne sont en effet pas indépendantes de cette qualité et ont été fixées en partie dans l'hypothèse de la réalisation correcte des essais.

Un exemple volontairement extrême est celui d'un prestataire d'essai qui, dans le but d'une réalisation irréprochable d'essais, effectuerait ceux-ci par autoforage sans le spécifier. La fondation calculée par la méthode pressiométrique connaîtrait sans doute quelques déboires.

De manière plus réaliste et courante, nous avons eu à examiner, pour le compte d'un maître d'ouvrage, une note de calcul des fondations mettant en jeu sur 4,00 m d'épaisseur environ une couche de limon et d'argile peu compacte, proche de la surface et partiellement saturée. Le jeu d'appels d'offres successifs a conduit deux prestataires différents à intervenir.

La déformabilité du massif a conduit pour l'un à préconiser un module moyen E_M de 1,7 MPa, et pour l'autre 3,4 MPa, sans qu'on puisse disposer de renseignements fiables pour juger de la plus ou moins bonne pertinence de ces résultats. La pression limite avait été heureusement, quant à elle, trouvée pratiquement identique d'une campagne à l'autre. D'autres exemples concrets ont en effet conduit à des rapports de 2 sur les pressions limites mesurées.

2.6

Les essais de cisaillement en place

L'autoforage a permis de réaliser *in situ* des essais qui peuvent être considérés comme des essais élémentaires. Ainsi l'essai à la sonde frottante, module de mesure qui succède au module d'autoforage, permet de construire à un niveau donné la courbe enfoncement - frottement unitaire de la sonde. Ce frottement caractérise le contact sol intact/acier, lors du chargement vertical imposé à la sonde. Ce type d'essai, qui consiste en un cisaillement pur a été étudié (et le développement théorique en élasticité linéaire isotrope a été mené conjointement) pour comprendre les mécanismes élémentaires de frottement le long des pieux.

Le frottement latéral f est donné par l'expression simple $f = \frac{2Gy_0}{kB}$, où G est le module de cisaillement

du sol, initial, sécant ou proche de la rupture, y_0 est l'enfoncement de la sonde frottante de diamètre B et k un coefficient essentiellement géométrique.

Cet essai n'a été pratiqué qu'à des fins de recherche et un des résultats importants a été de montrer, comprendre et valider la suffisance de très faibles déformations relatives sol-pieu, de l'ordre de 1/100 du diamètre de ce dernier, pour mobiliser le frottement ultime au contact.

L'essai à la sonde frottante, associé à des mesures de propagation d'ondes en place et à l'essai pressiométrique, permet d'accéder directement à la détermination du module de cisaillement. Ces outils peuvent donc concourir à construire la courbe, telle que la figure 27 le montre, donnant G/G_{max} en fonction de la déformation relative ou de la distorsion.

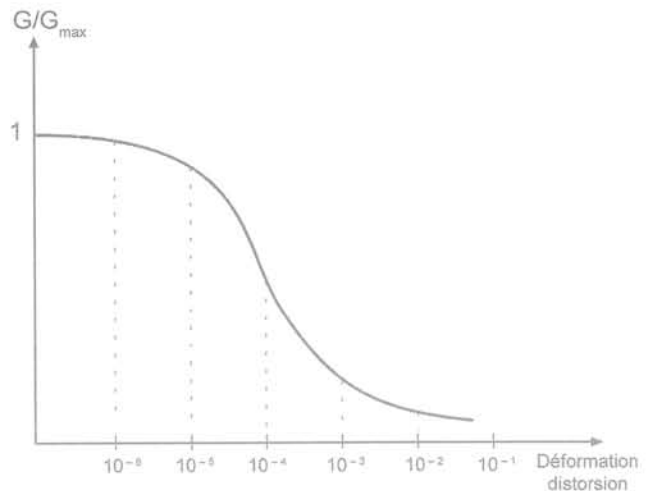


FIG. 27 Évolution du module G avec la déformation. Evolution of G modulus with deformation.

Un second essai, qui lui également n'a été utilisé que pour la recherche, est l'essai scissométrique à base d'autoforage. Il s'agit, comme dans l'essai scissométrique (*vane-test*) traditionnel, de cisailier par rotation autour d'un axe vertical le sol intact, par un jeu de pales de très petites dimensions. On détermine directement à partir d'une courbe couple appliqué-rotation un module de cisaillement G , qui peut d'ailleurs différer de celui déduit de la sonde frottante, puisque cette dernière met surtout en jeu les propriétés verticales du sol, alors que ce sont les caractéristiques surtout horizontales qui sont sollicitées avec le scissomètre.

3

Tassement d'une fondation superficielle isolée

L'utilisation des différents modules tels que définis précédemment, peut être examinée à la lueur du comportement d'une fondation superficielle, posée sur un massif de sol réputé homogène, dont l'épaisseur est très grande devant la dimension transversale de la fondation.

Lorsqu'on procède à un essai de chargement, celui-ci est mené par paliers successifs de charge, maintenus le plus souvent une heure, mais certains essais spécifiques ont vu ce maintien porté à 24 heures. On obtient ainsi, en figure 28, une courbe de chargement enveloppe qui n'est pas linéaire.

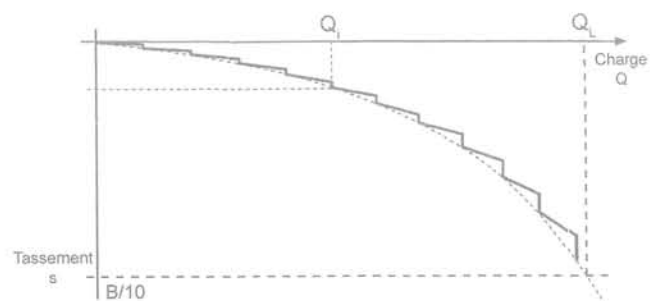


FIG. 28 Courbe charge-tassement d'une fondation superficielle. Load-settlement curve for a shallow foundation.

L'évolution du tassement en fonction du temps, qu'on appelle « fluage », pour une charge appliquée Q_i , peut résulter du drainage, de mouvements relatifs entre particules et de compression dite secondaire (laquelle correspond à un réel phénomène de fluage et à une modification de la structure des particules élémentaires du sol du fait de leur nature).

La courbe enveloppe n'est pas linéaire et la loi de fluage peut s'écrire $s_i(t) = s_i(1 + \alpha_i \ln \frac{t}{t_0})$, où s_i est le tassement instantané sous Q_i et α_i est un coefficient qui croît avec Q_i . Il est utile de rappeler que la charge limite Q_i de la fondation de largeur B est par définition celle pour laquelle l'enfoncement vaut $\frac{B}{10}$.

On constate que pour des charges Q_i permanentes inférieures à $\frac{Q_i}{3}$, les valeurs α_i sont extrêmement faibles et la connaissance de s_i est largement suffisante pour estimer le tassement à long terme de la fondation superficielle, du moins pour les sols où cette dernière est raisonnablement envisageable. Dans les sols fins très déformables, cette réalité du « fluage » est telle qu'il y a lieu de l'étudier de près et la conception de fondations superficielles, quand elles sont envisagées, est délicate.

Si la courbe de tassement (avec 1 heure de maintien de la charge à chaque palier) est par exemple celle de la figure 28, celle qui serait obtenue avec des paliers extrêmement longs, intégrant le drainage pour un sol fin, aurait l'allure donnée à la figure 29 qui met en jeu les modules drainés et donc très inférieurs au module non drainés mobilisés pour la première.

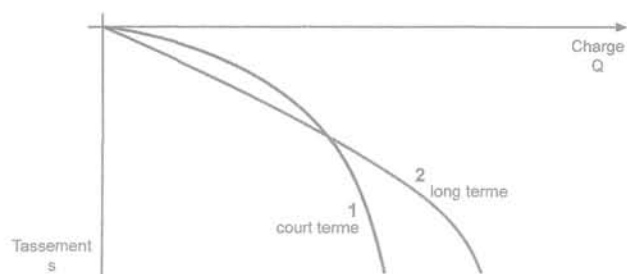


FIG. 29 Tassement d'une fondation à court et long terme.
Short and long settlement for a shallow foundation.

TABLEAU VI Valeurs du coefficient rhéologique α .
Value of rheological coefficient α .

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave		Rocher α
	α	E_M/p_i	α	E_M/p_i	α	E_M/p_i	α	E_M/p_i	α		
surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3		
normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4		
sous consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3				
très peu fracturé										2/3	
normal										1/2	
très fracturé										1/3	
très altéré										2/3	

Pour les sols granulaires et les sols fins non saturés, cette différence est très faible, et le comportement à long terme ne constitue pas une préoccupation importante, dans la mesure où pour les seconds il n'y a pas d'imbibition importante, voire de saturation, ce qui constitue un autre problème.

Deux approches sont couramment utilisées pour prévoir le tassement d'une telle fondation : l'approche élastique, courante à l'étranger et dont on a rappelé la formulation lors de l'examen de l'essai de chargement statique par une plaque circulaire, et l'approche pressiométrique en utilisant le module E_M .

• L'approche élastique repose sur l'expression $s = C \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) qR$ où C est un coefficient dépendant de la forme (élanement) et de la rigidité de la fondation ; pour une fondation circulaire $C = \frac{\pi}{2}$ si elle est rigide, $C = 2$ si elle est souple ; R est sa demi-largeur (s est alors le tassement au centre de la surface chargée). Elle est appliquée pour tout le domaine de contrainte admissible et E est un module sécant moyen. Celui-ci est déterminé à partir d'essais de laboratoire, surtout le triaxial, en veillant à mesurer un module qui soit transposable au calcul à effectuer ; il s'agira d'un essai drainé, si le sol concerné est un sol fin saturé.

Mais la mesure d'un module E_r de rechargement au pressiomètre, assimilé à un module élastique moyen, peut permettre un tel calcul, encore peu courant, mais qui ne peut convenir que pour des massifs où le comportement à long terme diffère peu de celui à court terme. Cette approche linéarise la courbe charge-enfoncement et ne peut rendre compte de la plus grande rigidité constatée aux faibles contraintes.

• L'approche pressiométrique introduit les deux comportements déviatorique et sphérique explicités précédemment. Dans le cas d'une fondation circulaire, on prend en compte dans une demi-sphère immédiatement sous la fondation une compression prépondérante du sol, à tendance œdométrique et, au-delà, dans l'espace restant, une prépondérance de cisaillement, à tendance déviatorique.

L. Ménard explicite deux composantes du tassement issues des théories de l'élasticité et de la consolidation, et corrigées empiriquement de coefficients rendant compte en particulier du caractère non élastique

du sol. Il introduit, en particulier, le coefficient α , dit coefficient rhéologique, censé relier le module de cisaillement et le module dénommé E^+ , appelé module de compression uniaxiale, et qui pourrait être mesuré directement à l'œdomètre ; il est donc assimilé au module œdométrique, ce qui constitue une extrême simplification. Ce coefficient, une fois le type et la nature du sol connu, est défini par le rapport

$$\alpha = \frac{2(1+\nu)G_M}{E^+} = \frac{E_M}{E^+}$$

Pour un sol qui serait parfaitement élastique $\alpha = 1$.

Une autre approche, proposée par L. Ménard, est donnée l'expression $\alpha \equiv \left(\frac{E_M}{E_r}\right)^{1/2}$ qui comporte les deux

modules pressiométrique et de rechargement définis auparavant. Un essai cyclique permet donc d'accéder à α , que l'on retrouve égal à 1, si le massif est élastique. Il faut attirer l'attention, à cette occasion, sur la confusion très fréquente faite sur la valeur de α , souvent identifiée au simple rapport des modules ; ce n'en serait que la racine carrée (et en réalité, d'après L. Ménard, l'exposant affectant le rapport des modules est légèrement supérieur à 1/2).

Il faut cependant reconnaître que cette confusion est entretenue si l'on examine l'expression empirique proposée dans le cadre de la théorie pressiométrique sensée fournir la cohésion non drainée c_u à partir des caractéristiques pressiométriques.

$$\text{Elle s'écrit : } p_1 - p_0 = c_u \left(1 + \ln \frac{E_M}{2\alpha(1+\nu)c_u}\right)$$

Or, un sol supposé avoir un comportement élastoplastique, de module élastique E et de cohésion c_u , voit sa pression limite donnée théoriquement par $p_1 - p_0 = c_u \left(1 + \ln \frac{E}{2(1+\nu)c_u}\right)$ qui montre que L. Ménard identifie E avec E_M/α .

D'un point de vue pratique, le tableau VI rappelle les valeurs de α utilisées.

Les expressions des deux termes du tassement sont les suivantes, et elles sont sensées fournir le tassement à dix ans :

- tassement sphérique $s_s = \frac{1}{4,5} \frac{\alpha}{E_M} q R \lambda_s$, où le coefficient 4,5 résulte d'interprétations statistiques et empiriques et correspond à un coefficient de Poisson moyen d'environ 0,4, sans plus d'explication ;

- tassement déviatorique $s_d = \frac{1+\nu}{3E_M} q R_0 \left(\lambda_d \cdot \frac{R}{R_0}\right)^\alpha$ où

ν est choisi égal à 0,33, compte tenu du mode de détermination de E_M , qui le suppose. R_0 est une dimension standard de 30 cm, et la puissance α a été introduite pour rendre compte de la non-linéarité constatée lorsque R augmente. On prend $R_0 = R$ si $R \leq 0,30$ m. λ_s et λ_d sont les deux coefficients de forme, liés au rapport de la longueur L à la largeur $2R$; $1 < \lambda_s < 1,5$ et $1 < \lambda_d < 2,65$ lorsque $1 < L/2R < 20$.

L'introduction pour s_d d'un terme correctif non linéaire avec R , traduit de fait le comportement non linéaire du sol ce qui est réaliste. Les contraintes diffusées en profondeur diminuant avec la distance à la fondation induisent des déformations locales de plus en plus faibles, correspondant donc à des modules de déformations locaux de plus en plus forts.

$$s_d = \frac{1+\nu}{3} q R \lambda_d^\alpha \frac{1}{E_M \left(\frac{R}{R_0}\right)^{1-\alpha}} \text{ où l'on fait apparaître le}$$

terme $E_M \left(\frac{R}{R_0}\right)^{1-\alpha}$, qui peut être assimilé à un module croissant avec R . La valeur de s_d reste néanmoins linéaire avec q .

Prenons l'exemple d'une semelle rectangulaire, de dimensions appréciables et assez lourdement chargée, sur un sol de bonnes caractéristiques, soit une argile graveleuse non saturée. Les données en sont $L = 6$ m ; $R = 1$ m ; encastrement $D = 1$ m ; $p_1 = 1$ MPa ; $E_M = 10,5$ MPa et $q_a = 0,3$ MPa.

Les valeurs nécessaires au calcul sont $\alpha = \frac{2}{3}$, $\lambda_s = 1,30$

et $\lambda_d = 1,78$, qui fournissent $s_s = 0,5$ cm et $s_d = 1,2$ cm, soit $s_{\text{total}} = 1,7$ cm, valeur qu'il y a lieu d'augmenter de 10 % comme la méthode le prévoit (ceci n'a pas été explicité ci-avant) du fait de l'encastrement. D'où $s_{\text{final}} = 1,9$ cm, soit le 1/100 environ de la dimension transversale, ce qui est un ordre de grandeur courant entre tassement et dimension.

À l'issue de ces quelques exemples de calcul, on peut faire le constat suivant. Le dimensionnement économique d'une fondation superficielle consiste pratiquement à aboutir à une contrainte admissible permanente q_a qui soit de l'ordre de grandeur de $p/3$. Il est alors instructif d'examiner la valeur $s/2R$, rapport du tassement à la largeur, qui vaut pour un sol homogène :

$$\frac{s}{2R} = \frac{q_a}{E_M} \left[\frac{\alpha \lambda_s}{9} + \frac{1,33}{6} \lambda_d^\alpha \left(\frac{R}{R_0}\right)^{\alpha-1} \right] = \frac{q_a}{E_M} K \equiv \frac{p_1 K}{3E_M}$$

En choisissant des couples $(\alpha, E_M/p_1)$ courants, on parvient à des valeurs de l'enfoncement relatif $S/2R$ montrant que dans les configurations les plus courantes, les valeurs de tassement ne sont guère préoccupantes, comme le tableau VII en témoigne.

Seules les fondations importantes, tant en longueur qu'en largeur, nécessitent des précautions vis-à-vis du tassement, et peuvent conduire à choisir des taux de travail inférieurs au tiers de la pression limite, comme il a été choisi dans ces exemples.

Lorsque les sols sont de nature variable en profondeur, les différents horizons sont caractérisés par des modules E_M . L. Ménard a proposé des expressions, toujours d'actualité, donnant les tassements respectifs sphérique et déviatorique, tenant compte de ces variations des modules. Il est, en principe, nécessaire de connaître ces valeurs jusqu'à une profondeur valant huit fois la largeur de la semelle. La méthode est cependant heureusement applicable lorsque les investigations dans le sol n'atteignent pas ce niveau. C'est effectivement souvent le cas, justifié lorsqu'une bonne connaissance géologique et stratigraphique assure d'une relative homogénéité dans la déformabilité du massif, laquelle diminue d'ailleurs généralement avec la profondeur.

L'influence des horizons profonds est effectivement faible, et la majorité des déformations se produit sur une profondeur de 2 à 3 fois la largeur de la fondation, au-delà de laquelle, les contraintes induites sont inférieures à 10 % des contraintes apportées par la structure.

TABLEAU VII

Valeurs du rapport $s/2R$ du tassement à la largeur de la fondation, et du tassement absolu.
Value of ratio $s/2R$ (settlement / width) and value of total settlement.

	$\alpha = 1 \frac{E_M}{P_r} = 16$ (argile)		$\alpha = 1/4 \frac{E_M}{P_r} = 6$ (grave)	
	semelle circulaire $L/2R = 1$	$L/2R = 20$	$L/2R = 1$	$L/2R = 20$
$\frac{R}{R_0} = 1$	$\frac{1}{145}$ $s = 0,4 \text{ cm}$	$\frac{1}{62}$ $s = 1 \text{ cm}$	$\frac{1}{72}$ $s = 0,8 \text{ cm}$	$\frac{1}{55}$ $s = 1,1 \text{ cm}$
$\frac{R}{R_0} = 4$	$\frac{1}{145}$ $s = 1,6 \text{ cm}$	$\frac{1}{62}$ $s = 4 \text{ cm}$	$\frac{1}{169}$ $s = 1,4 \text{ cm}$	$\frac{1}{126}$ $s = 1,9 \text{ cm}$

Ce constat est en accord avec les principes de calcul indirect des tassements, développés en sol homogène à partir d'autres types d'essai *in situ* tel le pénétromètre statique, où l'on ne s'intéresse qu'à une épaisseur de sol valant deux fois cette largeur.

Il convient de rappeler que la mise au point initiale de la méthode pressiométrique de calcul du tassement s'est appuyée sur des valeurs du module E_M mesurées dans des forages réalisés en carrière à main, et donc dans des sols fins. Les calages expérimentaux de l'époque, il y a plus de quarante ans, ont concerné des fondations de dimensions tout à fait modestes (de l'ordre du mètre) dans des sols où de bons essais standards pouvaient donc être réalisés et avec des taux de travail moyens proches du tiers de la contrainte de rupture du sol sous la semelle. C'est-à-dire que l'on se trouvait dans des situations où consolidation et fluage étaient faibles devant le tassement total mesuré.

Des confrontations ultérieures ont bien montré, sur la base des méthodes de calcul alors proposées, que l'extension à de très grandes dimensions conduisait dans beaucoup de cas à des différences très importantes entre calculs et mesures, et ce d'autant plus que des sols compressibles et peu perméables étaient en cause. En revanche, pour des dimensions transversales très modérées (< 1,5 m) et des rapports longueur sur largeur faibles, il est bien admis maintenant que la méthode fournit une estimation correcte du tassement différé à long terme, pour des coefficients de sécurité de 3, comme cela a été montré (Frank, 1991).

On doit citer ici, dans le cadre de la méthode pressiométrique, l'introduction d'un modèle de calcul de tassement de semelle non linéaire avec q (Combarieu, 1988) pour les besoins de la justification des fondations mixtes semelle/pieux sous charge verticale centrée. Dans une telle configuration, où la pointe du pieu, le frottement latéral (réduit) et la semelle mobilisent simultanément des efforts, il faut pouvoir séparer chacun des termes correspondants, et il s'avère nécessaire de procéder à une vérification en déplacement. Ce processus s'avère d'autant plus utile que la semelle ou le radier a une dimension importante. La pertinence de la justification passe par une modélisation non linéaire des lois efforts-déformation. C'est ce qui a été fait dans une note d'information technique, où le modèle proposé revient à raidir fortement la courbe initiale enfoncement de la semelle/charge appliquée, sachant que, pour une contrainte valant la moitié de la contrainte de rupture de la semelle, le tassement obtenu est identique à celui obtenu par les expressions pressiométriques traditionnelles.

On peut se livrer à une comparaison simple portant sur la relation qui devrait relier le module E_M au

module élastique E (assimilé à E_r mesuré à l'essai cyclique) pour parvenir à la même prévision.

Ainsi, dans le cas d'un massif homogène, semi-indéfini, pour une semelle de longueur L et de largeur $2R$, l'égalité des tassements amène à écrire :

$$2\bar{P} \left(\frac{1-\nu^2}{E} \right) qR = \frac{R_q}{E_M} \left[\frac{1,33}{3} (\lambda_d)^\alpha \left(\frac{R}{R_0} \right)^{\alpha-1} + \frac{\alpha \lambda_s}{4,5} \right]$$

où \bar{P} , coefficient sans dimension, dépend de l'élanement $L/2R$ (comme λ_d et λ_s) et est donné dans des tables (Giroud, 1972), ν : coefficient de Poisson est pris égal à 0,33 comme pour le calcul de E_M .

Dans le cas d'une semelle circulaire :

$$E_M/E = 0,32 \left(\left(\frac{R}{R_0} \right)^{\alpha-1} + \frac{\alpha}{2} \right)$$

Pour une semelle d'élanement 20 où $\bar{P} = 2,53$; $\lambda_s = 1,5$ et $\lambda_d = 2,65$, $E_M/E = 0,1 [2,65^\alpha \left(\frac{R}{R_0} \right)^{\alpha-1} + 0,75 \alpha]$, dont les valeurs numériques des inverses E/E_M sont données dans les tableaux VIII.a et b.

Le rapport E/E_M n'est évidemment pas constant, il augmente avec α décroissant et $L/2R$ croissant. Néanmoins, pour $\alpha = 1$ qui correspond à une argile surconsolidée, ce rapport s'échelonne entre 2 et 3, conforme à ce que l'on peut mesurer. Pour les autres valeurs de α , en restant dans un domaine de dimension le plus courant, c'est-à-dire des largeurs $2R$ de 1 à 2,50 m soit R/R_0 variant de 2 à 4, on peut constater pour les limons ($\alpha = 2/3$), des rapports $\frac{E}{E_M}$ allant de 2,5 à 6 et pour les sables ($\alpha = 1/3$), de 4 à 14.

On peut donc tout légitimement prévoir les tassements en utilisant les résultats de module obtenus par un essai cyclique dont le projet de norme existe d'ailleurs (Afnor, 1999). Cette approche est en outre justifiée puisque le module E_r est déterminé lors de l'essai dans une plage de contrainte similaire à celle utilisée pour la détermination du module standard E_M .

On montre ainsi que tenter un calcul élastique en introduisant un module défini par $\frac{E_M}{\alpha}$ ne peut pas convenir et donnerait des valeurs de tassements très pessimistes, puisque l'obtention de tassements identiques requiert de choisir une valeur $E = kE_M$ en toute rigueur variable avec les dimensions de la semelle (les valeurs de k données par les deux tableaux sont très supérieures à $\frac{1}{\alpha}$).

TABEAU VIII.a Valeurs du rapport $\frac{E}{E_M}$ en fonction de $\frac{R}{R_0}$ et α , pour $L/2R = 1$.

		$\frac{E_M}{E}$ values versus $\frac{R}{R_0}$ and α for $L/2R = 1$.						
$\alpha \backslash R/R_0$		1	2	5	10	15	20	
1		2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	L/2R = 1
2/3		2,33	2,78	3,45	3,85	4,17	4,55	
1/2		2,5	3,23	4,55	5,56	6,25	6,67	
1/3		2,70	4	6,25	8,33	9,09	10	
1/4		2,78	4,35	7,14	10	12,5	14,3	

TABEAU VIII.b Valeurs du rapport $\frac{E}{E_M}$ en fonction de $\frac{R}{R_0}$ et α , pour $L/2R = 20$.

		$\frac{E_M}{E}$ values versus $\frac{R}{R_0}$ and α , for $L/2R = 20$.						
$\alpha \backslash R/R_0$		1	2	5	10	15	20	
1		2,94	2,94	2,94	2,94	2,94	2,94	L/2R = 20
2/3		4,17	5	6,25	7,14	7,70	8,33	
1/2		5	6,67	9,1	11,1	12,5	14,3	
1/3		6,25	9,1	14,3	20	20	25	
1/4		6,67	11,1	16,7	25	25	33	

Il n'est donc pas étonnant que dans certains calculs aux éléments finis, les calculateurs introduisent maintenant à bon escient des modules définis par des expressions telles que $E = 2$ à 3, voire 4 fois $\frac{E_M}{\alpha}$. Cela est parfaitement justifié et imposé par le constat de déformations mesurées plus faibles que celles déduites des prévisions utilisant la valeur $\frac{E_M}{\alpha}$.

La sortie toute récente du volume 2 des symposiums PARAM 2002, ASEP-GI 2004 et FOND SUP 2003 permet, de façon plus complète et détaillée, une comparaison entre méthodes pressiométrique, élastique et par éléments finis, appliquées pour des prévisions de tassements pour des semelles de faibles dimensions transversales (1,00 m).

Dans la synthèse présentée (Droniuc, Magnan, 2004), la figure 5 en particulier montre pour A_r , semelle filante sur surface plane indéfinie, une parfaite identité entre calcul élastique classique (repéré Co élastique) et la méthode par éléments finis utilisée avec un modèle de comportement non linéaire (MCNL). Le pressiomètre (Co pressio) donne une valeur supérieure de 25 %. Les résultats sont identiques pour les cas A_3 (semelle filante enterrée, charge inclinée et excentrée), toutes méthodes confondues. Par contre, le cas de la semelle carrée est très contrasté, suivant que l'on se situe en surface ou en position enterrée.

Comme il a été montré pour le terme déviatorique s_d du tassement, dans la théorie pressiométrique, une meilleure concordance entre cette théorie et l'élasticité demande donc pour cette dernière d'introduire une non-linéarité du tassement avec R en modifiant les valeurs du module E_r choisi, avec la dimension transversale de la fondation. Pour un massif de sol homogène caractérisé par un module E_r , ceci équivaut à assimiler le massif à un milieu où le module élastique croît avec la profondeur.

Aussi nous sommes-nous livrés à une étude paramétrique qui conduit à proposer la correction suivante, applicable aux fondations circulaires sur un massif homogène : celui-ci caractérisé par un module E_r ,

mesuré ou estimé à partir de E_M , est assimilé à un massif où le module croît linéairement avec la profondeur, avec $E(z) = E_r(1 + \lambda \cdot z)$, où $\lambda = 0,2(1 - \alpha)$ où α est le coefficient rhéologique du sol. C'est une formulation analytique simple, qui peut sans doute être étendue aux fondations superficielles rectangulaires.

Dans la mesure où le sol possède déjà un module qui croît avec la profondeur, ce qui est le plus souvent le cas, et, si par simplification, on considère cette croissance linéaire avec z , de forme $E(z) = E_r(1 + \lambda z)$, la correction proposée y sera appliquée, conduisant à considérer une variation finale $E(z) = E_r[1 + (a + \lambda)z]$.

Ainsi, la figure 30 donne les profils de module E_M et de pression limite p_l mesuré sur un site naturel d'argile sableuse puis de sable calcaire, situé dans l'Orne, qui illustre bien l'augmentation, d'ailleurs rapide, de ces caractéristiques avec la profondeur.

Un autre exemple de cette croissance du module avec la profondeur est donné par un massif de sable de Fontainebleau de deux mètres d'épaisseur, mis en place par couches régulières de 30 cm, et compacté

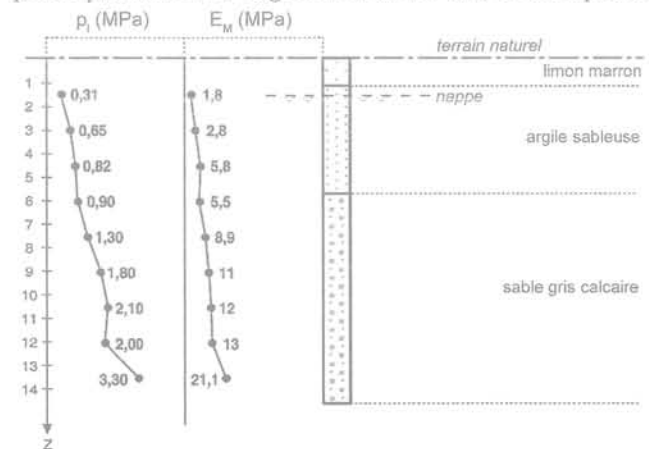


FIG. 30 Variations de p_l et E_M avec la profondeur dans un massif sableux. Variations of p_l and E_M with depth, in sandy soil.

énergiquement par plaque vibrante assez lourde. Il s'agit d'un remblai de « fondation » destiné à recevoir une fondation superficielle, objet d'un essai de charge statique. Pouvant être qualifié de très homogène, avec un poids volumique sec de 14,8 kN/m³ sur toute sa hauteur, ce massif a été l'objet d'essais de caractérisation mécanique montrant une forte augmentation des caractéristiques avec la profondeur.

Ainsi, à 0,70 m, on a obtenu $p_1 = 635$ kPa, $E_M = 5,4$ MPa, $E_r = 11,6$ MPa et E_d (module de déchargement) = 16 MPa. Dans le même forage, à 1,70 m, ces valeurs deviennent respectivement 1515 kPa pour p_1 , 15,4 MPa pour E_M , 26 MPa pour E_r et 37 MPa pour E_d soit une augmentation considérable sur 1,00 m de distance verticale. On notera d'ailleurs au passage que le rapport E_r/E_M est relativement faible, de l'ordre de 2, alors que pour des sites naturels de sable ce rapport est d'un ordre de grandeur très supérieur. Par contre, la valeur de 1, réputée dans la théorie pressiométrique qualifier un matériau de remblai, ce qui est le cas ici, n'est pas vérifiée.

On dispose alors des outils et abaques nécessaires (Giroud, 1973) pour calculer le tassement de la fondation, dans le cas d'une semelle circulaire souple. Celui de la semelle rigide étudiée, sera corrigé du terme $\frac{\pi}{4}$, ce qui constitue une approximation satisfaisante.

Les deux exemples qui suivent illustrent le cas d'une fondation circulaire posée sur une argile graveleuse puis un sable.

Le premier sol est caractérisé par $q_a = 0,3$ MPa, $E_M = 10,5$ MPa, E_r est estimé à $3 E_M$; $\alpha = 2/3$; $\nu = 0,33$. Le tableau IX.a donne le tassement pour divers rapports R/R_0 ($R_0 = 0,3$ m), avec la méthode pressiométrique, la méthode élastique avec $E(= E_r) = 31,5$ MPa et la méthode élastique corrigée où $E(z) = 31,5 (1 + \frac{2}{3}z)$.

Le second est un sable de densité modérée, de mêmes pression limite et module ($q_a = 0,3$ MPa, $E_M = 10,5$ MPa); $\alpha = 1/3$ et E_r est estimé égal à $7 E_M$. Les tassements sont donnés dans le tableau IX.b.

Dans la mesure où la référence est considérée comme le tassement calculé à partir de E_M , tassement intégrant implicitement une augmentation de la raideur du sol avec la diminution des contraintes induites en profondeur, la

valeur du tassement obtenue parallèlement à partir d'un module élastique E_r , issu de l'essai pressiométrique, peut donc être corrigée simplement pour parvenir à des ordres de grandeur identiques.

D'un point de vue pratique, il faut cependant reconnaître que, au devant d'une largeur croissante d'une fondation, le massif est en général non homogène, et ce pour deux raisons :

- si statigraphiquement il l'est, ses caractéristiques augmentent avec la profondeur : on le constate en permanence, avec la pression limite, le module de déformation, ou bien la cohésion non drainée par exemple. Ce point a déjà été souligné ;

- sinon, en profondeur, apparaissent des variations de faciès et de nature de matériaux, qui conduisent à dresser des modèles géotechniques qui sont des multicouches aux propriétés très contrastées.

Dans ces conditions, pour des fondations superficielles qui ont longuement retenu notre attention, l'application de la méthode pressiométrique est adaptée, puisqu'elle est capable d'intégrer ces variations de faciès. Mais l'examen précédent ne s'applique qu'aux sols où les phénomènes de consolidation sont faibles, sachant que, dans le cas contraire et pour les dimensions de fondation croissantes, il sera montré plus loin à quelles difficultés on est confronté.

On retiendra de cet examen de la prévision du tassement des fondations que le calcul pressiométrique est adapté mais qu'il convient de modérer le rôle et l'importance du coefficient rhéologique α . On lui a attribué des vertus contradictoires qui amènent à des confusions fâcheuses. Il a un rôle extrêmement utile en rendant bien compte du tassement des fondations superficielles courantes. Les variations de sa valeur suivant la nature (ou type) de sol reflètent, on peut l'interpréter comme tel, un comportement propre à cette nature ; elles rendent compte de la déformabilité naturelle et croissante des massifs avec la profondeur, et de l'aptitude plus ou moins grande du sol à diffuser les contraintes.

En aucun cas, on ne peut considérer le rapport $\frac{E_M}{\alpha}$ comme un module élastique et le rôle central que l'on fait jouer à ce terme n'a pas lieu d'être.

L'application d'une méthode élastique pour prévoir les tassements se heurte rapidement, pour des dimensions importantes, à l'impossibilité de calculs faciles, même en massif homogène, les outils existants et de simple portée étant limités à un nombre restreint de configurations. Seule une modélisation plus complexe du comportement permet raisonnablement d'aborder le problème. C'est ce qui est utilisé pour les grands radiers. Seules des fondations de dimensions transversales limitées, les plus courantes, avec $R/R_0 \leq 5$, sont susceptibles, dans un massif homogène, d'un calcul élastique direct, où les corrections évoquées, liées à la dimension et qui s'imposeraient, restent modérées.

Pour terminer, il faut évoquer un autre facteur, à peine esquissé dans les pages précédentes, qui perturbe ces calculs et comparaisons et provient de l'anisotropie naturelle d'un sol. Du fait de son mode de formation et de son histoire, un massif présente des caractéristiques verticales et horizontales différentes. Les modules mesurés à l'essai triaxial ou à l'œdomètre concernent les propriétés verticales du sol, alors que ceux mesurés au pressiomètre mettent en jeu les propriétés horizontales. C'est donc une source d'erreur si

TABLEAU IX.a Tassements calculés pour une argile graveleuse.
Predicted settlement in gravel clay.

R/R_0	2	4	10	20	50
s (mm)					
pressiomètre	8,5	14,5	30,4	53	115,3
s (mm)					
élastique	8,1	16,1	40,5	81	202
s (mm)					
élastique corrigé	7,1	14	31,6	54,7	99,9

TABLEAU IX.b Tassements calculés pour un sable.
Predicted settlement in sand.

	2	4	10	20	50
s (mm)					
pressiomètre	6	8,5	14,5	23,1	47,8
s (mm)					
élasticité	3,5	7	17,5	35	87
s (mm)					
élasticité corrigée	3	5,5	12,8	17,4	38,2

l'on utilise un module de type pressiométrique, pour prévoir le tassement sous une charge verticale, fondation ou remblai d'apport. Il n'est pratiquement jamais tenu compte de cette réalité dans la résolution de ce type de problème.

On donne ci-dessous des valeurs usuelles du rapport E_h/E_v , issues de travaux sur ce sujet (Garnier, 1973) :

- sables très peu denses à très denses $0,4 < E_h/E_v < 1$;
- argiles normalement consolidées $E_h/E_v \cong 1$;
- argiles surconsolidées à très consolidées $1 < E_h/E_v < 3$.

On sait résoudre en élasticité linéaire, certains problèmes de chargement sur sol anisotrope. Cinq paramètres élastiques, deux modules (E_h et E_v) et trois coefficients de Poisson, sont alors nécessaires ; on conçoit donc que le recours à de telles solutions est rare.

Néanmoins et heureusement, l'incidence de l'amplitude de l'anisotropie reste faible, et une récente étude (Pouya, Reiffsteck, 2003) le montre, sous réserve d'admettre un modèle anisotrope un peu particulier qui permet de réduire le nombre des paramètres d'élasticité à trois au lieu de cinq.

Ainsi le tassement d'une semelle circulaire rigide de rayon R posé sur un sol de caractéristique E_v , E_h et ν est

$$\text{donné par } s = \left(\frac{E_v}{E_h} \right)^{1/4} \frac{\pi}{2} \frac{1-\nu^2}{E_v} qR \text{ ou bien}$$

$$s = \left(\frac{E_h}{E_v} \right)^{3/4} \frac{\pi}{2} \frac{1-\nu^2}{E_h} qR.$$

Avec pour un sable dense de densité relative $Dr = 0,8$ où E_h/E_v vaut $0,9$, le tassement obtenu à partir du pressiomètre ($E_r = E_h$) serait à corriger par $0,92$. Ce correctif atteindrait $0,76$ pour le même sable beaucoup moins dense ($Dr = 0,4$, $E_h/E_r = 0,7$). On hésiterait cependant à prévoir une fondation superficielle telle quelle, sur ce dernier.

Pour une argile très fortement consolidée, le terme correctif serait de $2,28$, ce qui amplifie très fortement le tassement, dont on peut penser que la valeur absolue reste néanmoins acceptable car faible, compte tenu de l'histoire du massif.

4

Tassement sous charge de grandes dimensions

La transition entre une fondation superficielle et un radier ou remblai de grandes dimensions est progressive, et l'application pour les seconds des expressions donnant le tassement appliqué à la première se heurte immédiatement à des difficultés, qui ont déjà été citées :

- non-homogénéité du massif en profondeur, et nature des sols concernés ;
- le massif est, en effet, souvent de mauvaise qualité, compressible, peu perméable. Jusqu'à présent délaissés par les constructeurs, ces terrains reçoivent maintenant des équipements de forte emprise : remblais et voiries, station d'épuration, bacs-réservoirs. Avant d'y prévoir des fondations profondes, l'examen des conditions de fondations en surface s'impose, puisque certaines de ces constructions peuvent tolérer des déformations qui peuvent être importantes avant leur mise en service, voire après, mais dans ce cas avec des amplitudes qui doivent rester faibles. Il s'agit de cerner le mieux possible ces dernières et leur évolution dans le temps.

L'outil le mieux adapté à de telles prévisions est l'essai œdométrique, dont le principe a été développé précédemment, et qui reste d'une totale actualité. Cela nécessite, bien entendu, un modèle géotechnique suffisamment fiable qui comporte les niveaux extrêmes de la nappe, les poids volumiques des couches stratigraphiques identifiées, les indices des vides, les coefficients de compressibilité, les contraintes de surconsolidation, et l'évolution du fluage.

Il est d'ailleurs utile de rappeler à cette occasion la relation simple $e_0 = w_s \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$, liant l'indice des vides e_0 la teneur en eau de saturation w_s et les masses volumiques γ_s et γ_w des grains solides et de l'eau. La seule connaissance de w_s permet donc d'accéder à e_0 , puis au poids volumique humide déjaugé $\gamma'_h = \gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_0}$, nécessaire au calcul des contraintes verticales effectives en place σ'_0 .

Enfin Cc , à défaut d'être mesuré, peut être également estimé à partir de w_s avec des ordres de grandeur tels que $Cc = 0,7 w_s$ pour des argiles sableuses, $Cc = w_s$ pour des argiles molles, $Cc = 1,25 w_s$ pour des tourbes (dans ces matériaux, il faudra cependant veiller à la valeur de γ_s qui peut atteindre largement moins de 20 kN/m^3 au lieu des 26 à 27 pour les sols courants).

Cet ensemble de relations ou corrélations ne remplace certes pas les mesures des paramètres, mais il permet, si l'on utilise des méthodes autres de détermination du tassement, de procéder à des recoupements simples et de s'assurer du bon ordre de grandeur des valeurs trouvées.

On a vu que le tassement ΔL d'une couche d'épaisseur L , s'écrit $\frac{\Delta L}{L} = \epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E'_{\text{œd}}}$, où $\epsilon'_{\text{œd}}$ varie avec la profondeur z (c'est-à-dire σ'_0) et σ_z .

Une étude sérieuse relative aux sols compressibles et aux dispositions constructives à prévoir objectivement nécessite des moyens dont le coût est souvent sans commune mesure avec celui des travaux qu'on sera amené à entreprendre si cette étude est défailante.

Dans un but d'économie, s'est fait jour, pour calculer les tassements, l'utilisation de plus en plus répandue (et enseignée), des résultats pressiométriques par le biais du module de déformation pressiométrique E_M et ce, quelle que soit la nature du sol concerné. Cette pratique n'a pas de sens, c'est une erreur conceptuelle, et la concordance qui peut être observée et affichée entre tassements prévus et mesurés n'est que le fruit du hasard.

L'expression en cause donnant le tassement s'écrit $s = \frac{\alpha H}{E_M} q$, où H est l'épaisseur de la couche susceptible de tasser, E_M et α le module pressiométrique et le coefficient rhéologique, q est la contrainte répartie appliquée. Le sol compressible n'étant l'objet que de tassements verticaux, sous la forme $\frac{s}{H} = \epsilon_z = \frac{q}{E_M/\alpha}$, E_M/α apparaît donc l'équivalent d'un module œdométrique et a effectivement ce statut dans la théorie pressiométrique. Ce module n'a cependant rien à voir avec le véritable module œdométrique, essentiellement variable avec la contrainte appliquée, comme nous l'avons montré dans cet article. L. Ménard a proposé une « amélioration » à cette formule en introduisant un

terme correctif ($\beta = \frac{2F}{3(F-1)}$, avec $\beta = 1$ si $F \geq 3$), fonction

du coefficient de sécurité F sous la forme $s = \frac{\alpha H}{E_M} q \times \beta$

soit $\frac{s}{H} = \frac{q}{E_M / \alpha \beta}$.

Cette notion de sécurité reste non définie et donc ambiguë. On peut y trouver deux significations. La première est celle de la sécurité au sens de la stabilité des pentes concernant les talus des remblais mis en œuvre. C'est un problème néanmoins local et, pour un remblai de grande superficie, on peut imaginer un aménagement par des banquettes appropriées, amenant à une large sécurité, et ce quelle que soit la hauteur du remblai. La seconde interprétation, plus crédible et mieux adaptée, consiste à définir la valeur de F , comme le rapport entre la contrainte de rupture sous charge par poinçonnement et la contrainte q appliquée. Ainsi, une couche de sol de pression limite p_l , et une charge q , conduise à $F = \frac{0,8p_l}{q}$. Plus logique, cette approche

n'en reste pas moins non fondée. Une couche d'argile molle de 1 m d'épaisseur, de 100 kPa de p_l , devrait en effet accuser un tassement calculé gigantesque pour 4 m de remblai, que l'on peut très bien édifier en aménageant les pentes des talus.

Quoi qu'il en soit, β croît avec F décroissant et donc avec q croissant. Le module « équivalent » $\frac{E_M}{\alpha \beta}$ décroît

donc avec q et varie en sens inverse du véritable module œdométrique $E'_{\text{œd}}$ qui, lui, croît avec q .

En définitive, ce qui est proposé à partir du pressiomètre se heurte à deux obstacles fondamentaux :

- E_M est une valeur mesurée, constante pour la couche de sol considérée et traduisant un comportement non drainé et une déformation à court terme. En outre, une bonne mesure du module au pressiomètre dans les sols mous exige un soin particulier qui n'est pas toujours respecté. On peut même presque considérer que les matériels actuels ne sont guère adaptés à ces mesures ;
- la correction proposée qui équivaut à introduire une variation de ce module avec la contrainte, est contraire au phénomène physique du tassement œdométrique.

Une autre démonstration, s'il en est besoin, de la non-pertinence de l'utilisation du module pressiométrique peut être apportée en effectuant ce calcul par étapes successives. Il s'agit simplement par exemple pour un remblai de hauteur h_r , à édifier, d'en mettre en œuvre une hauteur $\frac{h_r}{2}$ dont le tassement final est alors

sensé être donné par $\frac{s_1}{H} = \frac{\alpha}{E_{M1}} \frac{\gamma h_r}{2}$.

Le sol compressible, de caractéristiques E_{M1} , p_{l1} et C_{u1} , voit, après consolidation, cette dernière croître à C_{u2} dont la valeur peut être estimée en adoptant une valeur réaliste de $\text{tg} \phi_{\text{cu}}$; on peut donc estimer les nouvelles valeurs, p_{l2} et E_{M2} du sol mou avec $E_{M2} > E_{M1}$.

Sous la nouvelle charge finale $\frac{\gamma h_r}{2}$, qui marque l'achèvement du remblai, le tassement supplémentaire atteint = $\frac{s_2}{H - s_1} = \frac{\alpha}{E_{M2}} \frac{\gamma h_r}{2}$; ce qui conduit au tassement

final $\frac{s}{H} = \frac{s_1 + s_2}{H} = \frac{\alpha \gamma h_r}{2} \left(\frac{1}{E_{M1}} + \frac{1}{E_{M2}} \left(1 - \frac{\alpha \gamma h_r}{2 E_{M1}} \right) \right)$. Cette va-

leur est inférieure à celle supposée obtenue après le chargement direct de la charge du remblai, à savoir

$\frac{s}{H} = \frac{\alpha \gamma h_r}{E_{M1}}$.

On obtiendrait de même des valeurs différentes avec un autre rythme de chargement du remblai.

On donne ci-après un exemple réel ayant fait l'objet d'un suivi important sur chantier (Lavis, Schmitt, 2004). Il s'est agi au port de Rouen de prévoir à l'œdomètre et au pressiomètre, puis de mesurer, les tassements sous un remblai généralisé reposant sur plus de 15 mètres du sol compressible. Ces résultats ont montré la très bonne concordance entre mesures et prévisions traditionnelles à l'œdomètre, et la médiocrité des prévisions fournies par pressiomètre s'avérant quatre fois plus petites que les mesures.

Nous nous sommes intéressés sur le site en question à une couche de limon, normalement consolidée, de 1 mètre d'épaisseur, située à 5 mètres de profondeur avec une nappe (mal précisée) détectée vers 2,50 à 3 mètres. Les données mesurées sont les suivantes : $E_M = 3\,000$ kPa ; $\alpha = 2/3$; $p_l = 250$ kPa ; $w = 0,88$; $C_c = 0,73$; $e_0 = 2,30$; σ'_0 (5 m) = 60 kPa ; $q = 106,6$ kPa.

Le calcul à l'œdomètre fournit $s = 0,1$ mètre, donnant $E'_{\text{œd}}(106,6) = 1\,066$ kPa ; de même $E'_{\text{œd}}(0) = 623$ kPa.

Le pressiomètre fournit $s = 0,025$ cm, soit quatre fois moins que la valeur précédente, ce qui recoupe le rapport de 4 trouvé pour l'épaisseur globale du sol compressible.

Si la charge de remblai q double, ce rapport des tassements calculés descend à 3.

On peut certes évoquer, dans cet exemple, un rapport $\frac{E_M}{p_l}$ élevé, de 12, qu'une mise en œuvre plus conforme

lors des essais pressiométriques aurait sans doute plus logiquement ramené à 8 par exemple. Le rapport des tassements ne passerait qu'à 3.

Un deuxième exemple concerne les remblais de la liaison A29, au nord, pont de Normandie, au sud, qui traverse la large vallée de la Seine au Havre. Les franchissements multiples, canal de Tancarville, route industrielle, canal central maritime et route de l'estuaire, ont conduit à réaliser des remblais de 4 à 15 mètres de hauteur. Édifiés sur des sols plus ou moins compressibles et d'épaisseurs variables mais limitées à 6 mètres, les prévisions de tassements ont été à juste titre uniquement faites par la méthode œdométrique.

La montée des remblais, par étapes pour les plus hauts, a été accompagnée d'un suivi des tassements et des suppressions interstitielles dont les évolutions dans le temps ont gouverné les phases successives de la construction.

Compte tenu des variations d'épaisseur et de caractéristiques des sols, les différences maximales de 30 % constatées entre prévisions et mesures permettent de conclure à une concordance tout à fait correcte, pour les dix profils installés (sur environ 3 km), avec des tassements finaux variant entre 60 et 100 cm, pour les hauteurs citées.

Si on se livre à de tels calculs à l'aide des essais pressiométriques dont on dispose, en particulier au droit des

ouvrages d'art, on est rapidement confronté à des difficultés d'application des formules pressiométriques. On ne peut en effet supposer une mise en œuvre d'un seul tenant, ce qui nécessite donc d'introduire le coefficient correctif β ; l'instabilité étant manifeste, le tassement calculé est alors gigantesque et n'a aucune signification. Il faut donc tenir compte des phases successives et l'amélioration du sol support entraîne donc une augmentation du module E_M concerné. Si l'on effectue un tel calcul, en tenant compte du phasage effectivement suivi, à savoir le respect à chaque étape d'une sécurité F de 1,5 le coefficient β vaut 2 et dans ces conditions, sans même faire varier E_M , les tassements ainsi calculés sont de l'ordre de la moitié de ceux mesurés.

Un troisième et dernier exemple que nous avons eu à expertiser concerne la fondation de réservoirs de diamètres et charges très variables, reposant par l'intermédiaire d'un remblai stabilisé sur des argiles molles moyennement à faiblement organiques et très plastiques.

Les diverses configurations de charges prévues ont amené à prévoir une amélioration des sols mous par des colonnes ballastées, conduisant à des tassements annoncés de 5 cm seulement pour les charges les plus lourdes. Ces valeurs, malheureusement déduites d'essais pressiométriques, ont résulté de deux approches : la première utilisant le module « œdométrique » E_M/α , tel que prévu par L. Ménard, la seconde en utilisant à partir de E_M les corrélations présumées permettre d'accéder à un module de type

$$\frac{E'(1-v')}{(1+v')(1-2v')}, \text{ véritablement œdométrique.}$$

Les réservoirs ainsi fondés ont malheureusement accusé rapidement des déformations tout à fait inadmissibles atteignant, pour les plus lourds d'entre eux, des valeurs de près de 30 cm, insupportables.

Une analyse faite après coup, à partir d'abord de la seule connaissance de la teneur en eau, puis des caractéristiques mesurées (γ_{tr} , $C_c...$) a tout à fait été cohérente avec les mesures effectuées et montré le caractère très optimiste d'une prévision établie à partir du seul essai pressiométrique.

Dans la mesure où l'on souhaite néanmoins tirer profit de la valeur de E_M pour effectuer un tel calcul de tassement, il y a lieu d'être extrêmement vigilant sur les « manipulations » auxquelles on se livre à partir de la valeur de E_M .

Une approche plus logique devrait être la suivante :
 - le module pressiométrique E_M est considéré comme un module sécant pour la plage $0 - p/2$. On en déduit un module cyclique E_r (ou E_u) non drainé, $E_u = n E_M$. Le coefficient n est en principe supérieur à 1 (tableau V) mais le mode opératoire de réalisation du forage d'essai peut conduire à $n \leq 1$. Ainsi le battage direct de la sonde de mesure pressiométrique (comme cela peut être pratiqué malheureusement) peut fortement surestimer E_M ; cela semble avoir été le cas dans l'exemple cité sur le port de Rouen ;

- on peut tenter ensuite d'estimer un module drainé E' tel que $E' = m E_u$ où $m < 1$ (tableau IV.b) ;

- enfin le module œdométrique sera estimé par $E'_{œd}$ ($p/2$) = $E'_{œd}(p/2) = \frac{(1-v')E'}{(1+v')(1-2v')}$ où v' est évidemment

à fixer ; ce sera le module œdométrique sous la contrainte appliquée $p/2$. Ce module ainsi déterminé est néanmoins constant ; pour tenir compte du com-

portement du sol, on peut définir un module variable

$$\text{par } E'_{œd}(\sigma_z) = E'_{œd}(p/2) = \frac{2\sigma_z}{p_1} \frac{\ln\left(1 + \frac{p_1}{2\sigma'_0}\right)}{\ln\left(1 + \frac{\sigma_z}{\sigma'_0}\right)}$$

On se rapproche donc de la méthode œdométrique classique nécessitant d'apprécier σ'_0 , ce que la méthode pressiométrique demande pour la détermination de la pression limite nette. On remarquera que $E'_{œd}(0) =$

$$E'_{œd}(p/2) \ln \frac{2\sigma'_0}{p_1} \ln\left(1 + \frac{p_1}{2\sigma'_0}\right), \text{ dont la valeur devrait}$$

être proche de $\frac{\sigma'_0(1+e_0)}{0,435Cc} = E'_{œd,i}$ ce qu'il sera utile de

vérifier, même approximativement.

Cette démarche ne garantit cependant pas la validité du résultat du fait des nombreux coefficients ou hypothèses faites, une légère surconsolidation pouvant en outre exister.

Dans l'exemple déjà cité à Rouen, à 5 m,

$$E'_{œd,i} = \frac{60(1+2,30)}{0,435 \times 0,73} \cong 623 \text{ kPa} ; \text{ si l'on choisit } n = 1, m =$$

0,5 et $v' = 0,30$, alors $E'_{œd}(p/2) = 2\,025$, et $E'_{œd}(0) = 1\,094$ kPa, soit une valeur un peu inférieure au double de $E'_{œd,i}$. Ces corrections conduisent donc, dans le cas présent, mais le choix des coefficients est discutable, à un tassement estimé à partir du pressiomètre d'environ la moitié de celui donné par l'œdomètre. C'est une démarche de type analogue à laquelle se sont d'ailleurs livrés J. Lavisse et P. Schmitt.

Cette démarche concernant les sols très compressibles et, par simplification, normalement consolidés, peut être également appliquée à toutes les autres natures de sols. Même si les tassements présumés auxquels on s'attend ont une amplitude faible, ils peuvent s'avérer problématiques vis-à-vis de l'interaction avec les ouvrages fondés.

Aussi nous conseillons la démarche suivante : pour les sables et graves très perméables on admettra $E_u = E'$ et $v' = 0,25$; E_u est évalué à partir de E_M par $E_u = E_r = 7 E_M$ (tableau V) d'où $E'_{œd} \cong 8 E_M$. Ceci équivaut à réduire de moitié ou de près du tiers les tassements déterminés en utilisant $\alpha (= 1/4 \text{ ou } 1/3)$ et E_M . Pour les limons, tels les limons de plateaux, les altérations du schiste, avec $E_u/E_M = 4$, et $v' = 0,30$, s'ils ne sont pas saturés, en admettant $E' = \frac{E_u}{1,2}$, alors $E'_{œd} = 4,5 E_M$, soit une réduction par 2 à 2,5 du tassement obtenu avec $\alpha (1/2 \text{ à } 2/3)$ et E_M .

Enfin, dans les argiles surconsolidées à très surconsolidées, on pourra estimer ces déformations à l'aide d'un module œdométrique de l'ordre de $4 E_M$ (au lieu de $= \frac{E_M}{\alpha} = \frac{E_M}{2/3}$) et de $5 E_M$ (au lieu de E_M), soit des déformations en moyenne 2,5 à 5 fois plus faibles.

Deux exemples permettent d'étayer de telles propositions. A l'occasion de l'étude des remblais d'accès aux ouvrages d'art, passages supérieurs, franchissant l'autoroute A29 en Normandie, le maître d'œuvre avait souhaité disposer des tassomètres à la base de ces remblais. Ces accès d'environ 6 m de hauteur reposent sur des limons de plateaux, très légèrement compressibles sur environ 5 m et auxquels succèdent des argiles à silex, de décalcification de la craie, très compactes.

L'estimation des tassements, pour $\sigma_z = 120$ kPa, avec $\alpha = 0,5$ et $E_M = 3\,000$ kPa fournit 10 cm, ramenés à 6 ou 7 cm pour tenir compte de la géométrie du remblai (largeur limitée, talutage à la culée). Les mesures réalisées n'ont jamais dépassé 2 à 3 cm.

Dans le Nord de la Seine-Maritime, se posait le comportement à long terme d'une argile secondaire du Gault, altérée et très surconsolidée, non saturée, de 5 m d'épaisseur supportant un remblai routier de 6 m. A partir des caractéristiques mesurées au pressiomètre $p_1 = 0,6$ MPa, $E_M = 5$ MPa et $\alpha = 1$, le tassement prévu $\frac{\alpha H \sigma_z}{E_M}$ donne 12 cm, ce qui apparaît excessif. On a admis en réalité que celui-ci n'excéderait pas 3 à 4 cm, plus conforme à ce à quoi une approche traditionnelle et œdométrique, menée par ailleurs, pouvait conduire. Un début de suivi en place par simple plaque et pige a permis de mesurer des valeurs très inférieures à ces derniers chiffres.

Il faut souligner, pour ces sols, peu compressibles, que les propositions faites conservent une valeur constante au module proposé ; cette simplification est ici justifiée, du fait des valeurs faibles des déformations ; les exemples numériques étudiés lors de l'examen de l'essai œdométrique l'ont d'ailleurs parfaitement montré.

5

Déformation latérale des ouvrages de soutènement souples et des pieux

Dans les situations où la déformée latérale de ce type d'ouvrages est en jeu, on dispose de trois types d'approche pour apprécier l'amplitude des mouvements. Ces approches se sont sophistiquées avec les exigences imposées, rendant nécessaires des méthodes de prévision plus sûres, qu'il faut sans cesse confronter à la réalité afin d'en améliorer les performances et la pertinence.

Les méthodes les plus simples sont déjà anciennes, et il n'y était même pas question de module du sol. Elles ont été très largement utilisées car étant les seules, et consistent à calculer la déformée d'un élément de poutre d'inertie donnée soumis à des effets appliqués en poussée ou en butée, résultant de calculs à la rupture, et assortis de coefficients de sécurité appropriés. Le choix des profilés de palplanches et l'adjonction d'une nappe de tirants permettaient de répondre facilement aux exigences de déformations, les calculs de celles-ci pouvant s'avérer cependant ardu car nécessitant des hypothèses simplificatrices du fait de l'hyperstaticité de la poutre en présence de tirants. On doit dire que cette pratique pouvait convenir pour des ouvrages souvent situés en zone vierge sans difficultés pour l'environnement, avec une possibilité de certaines déformations non contraignantes.

L'application à l'urbanisme de la technique des parois moulées pour la réalisation de grandes fouilles, a amené d'évidentes exigences de déformation, sinon difficiles à respecter, du moins plus difficiles à justifier, tout en respectant des critères économiques. La méthode précédente de calcul s'est vite révélée inadaptée et la déformabilité du sol a été introduite à juste titre dans le calcul avec la notion de coefficient (ou module) de réaction

consistant à idéaliser mathématiquement un comportement du sol, qui ne peut être justifié physiquement, mais permet dans de nombreux cas de figure une approche suffisante et correcte des déformations.

Cette méthode permet d'intégrer dans le modèle de calcul, une loi d'interaction sol-structure, qui consiste à assimiler le sol en contact avec l'écran souple à une série de ressorts horizontaux, indépendants les uns des autres. Dans ces conditions on a une relation linéaire à un niveau z donné $p = k_h y$ entre pression appliquée p et déplacement y ; k_h est appelé coefficient de réaction (horizontal).

Comme on l'a dit, cette proportionnalité n'existe pas, et il suffit pour s'en convaincre de considérer le cas d'une semelle souple puis rigide, sur un massif élastique. Dans le premier cas, sous une pression p uniforme, l'enfoncement au centre vaut $2(1 - \nu^2) \frac{pR}{E}$,

pour $\frac{4}{\pi} (1 - \nu^2) \frac{pR}{E}$ sur le bord. En ces points respectifs

les rapports pression/enfoncement varient donc de $\frac{2}{\pi}$.

Dans le second cas de la plaque rigide, l'enfoncement $\frac{4}{\pi} (1 - \nu^2) \frac{pR}{E}$ est uniforme avec une pression $p/2$ au

centre et infinie sur les bords ; le coefficient de réaction varie donc dans un rapport infini. Par contre, si on « globalise » cette notion à la plaque entière, le tassement moyen de la fondation souple s'écrit

$s_m = \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{16}{3\pi} pR$, et celui de la plaque rigide

$s_M = \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{\pi}{2} pR$, d'où $\frac{s_m}{p} = 1,70$ (ou 1,57) $\frac{(1 - \nu^2)R}{E}$.

L'extension de cet examen à une semelle rectangulaire, montre, pour la largeur donnée R , une modification du coefficient numérique de l'expression, qui rapidement atteint une valeur fixe avec l'élanement de la semelle. Ceci justifie, en particulier pour les pieux soumis à efforts horizontaux, l'assimilation de tronçons homogènes, liés à la stratigraphie et dotés de coefficients de réaction constants.

Ces coefficients, appelés aussi modules sont estimés dans les méthodes à partir, non pas de modules élastiques, mais de modules pressiométriques.

Pour les pieux, les valeurs de k_h résultent directement des formules de tassement des fondations superficielles examinées dans un chapitre précédent. Elles sont tout à fait légitimes, les pieux ayant des dimensions transversales de l'ordre de grandeur (0,50 m-2,00 m) de celles pour lesquelles on a vu que la méthode était tout à fait appropriée aux semelles.

Pour les écrans souples, la détermination est plus complexe du fait d'une dimension transversale de l'écran très importante et très largement supérieure à la hauteur de l'écran. L. Ménard a proposé d'utiliser le même processus résultant du tassement des semelles, mais en considérant ici des semelles dont les largeurs sont des fractions de la hauteur de l'écran ; la longueur de ces semelles équivalentes est celle de l'écran. On parvient de la sorte à exprimer le coefficient de réaction

par l'expression $\frac{1}{k_H} = \frac{1}{E_M} \left(\frac{\alpha a}{2} + 0,133(9a)^a \right)$, où a est

une largeur d'un élément supposé rigide. Cette approche est détaillée dans des recommandations (LCPC, 1985).

L'exécution d'une paroi souple s'accompagne le plus souvent de tirants précontraints, pour lesquels la mise en tension met en œuvre des mécanismes de comportement du sol, très mal reflétés par l'utilisation des modules de réaction définis ci-dessus par une simple formulation pressiométrique. De tels constats sur des ouvrages en vraie grandeur ont conduit à mettre en place une troisième génération de calculs, avec les éléments finis, permettant d'édicter des règles pratiques autorisant l'usage des méthodes aux modules de réaction.

Le calcul par éléments finis, de plus en plus utilisé est conceptuellement meilleur, et les fortes exigences en site urbain en justifient l'utilisation. La complexité est si forte qu'il est extrêmement difficile de transposer un cas de figure à un autre.

Le choix d'une courbe effort-déformation peut consister en un modèle élastoplastique avec un module élastique E , ou en un modèle plus complexe non linéaire, de type hyperbolique nécessitant entre autres paramètres la fixation d'un module de référence.

Le choix du module élastique se heurte aux questions soulevées à l'occasion des semelles. Trois publications récentes s'avèrent tout à fait significatives à cet égard. Les deux premières (Nguyen Phuong *et al.*, 2005) relatent la comparaison entre prévisions et suivis pour deux parois moulées comportant une rangée de butons pour l'une et un lit de tirants pour l'autre. Dans le premier cas à Rouen, il y a bonne concordance entre mesure et calcul, avec un choix des modules élastiques qui ont été fixés égaux à E_M/α ; on peut constater que le rapport du déplacement maximal de 12 mm à la hauteur soutenue, en phase finale atteint environ $2 \cdot 10^{-3}$. Pour le second cas à Calais, on a également obtenu une bonne concordance entre mesures de déplacement et prévision. Après mise en service, la valeur moyenne mesurée en tête atteint 6 cm pour une prévision identique, avec un rapport flèche/hauteur soutenue de 6 cm/22 m, soit près de $3 \cdot 10^{-3}$. Les modules dans les sables flamandais concernés ont été choisis à $3E_M$ ($\alpha = 1/3$), et pour l'argile des Flandres à 3 ou 4 E_M , soit bien plus que ne le donnerait E_M/α avec $\alpha = 2/3$. L'influence du module de cette argile n'intéressant que la partie de paroi profondément fichée n'est d'ailleurs pas très forte sur les résultats du calcul.

La bonne adéquation entre déformée et modules obtenus en choisissant E_M/α ne doit pas amener à conclure que cette option puisse être générale. Dans le cas présent, et surtout dans le second, la flèche en tête est très appréciable et acceptable. Si l'on s'était imposé une flèche beaucoup plus faible, une inertie plus importante de la paroi, et peut-être un niveau de tirants supplémentaires, eussent été nécessaires. Le rapport flèche/hauteur soutenue plus faible nécessiterait par contre le choix d'un module élastique plus raide pour justifier l'ouvrage.

La troisième publication (Serrai *et al.*, 2005) concerne une paroi moulée à Colombes, maintenue par deux niveaux de tirants précontraints. Les différents calculs, auxquels les auteurs se sont livrés pour tenter de retrouver les déformées aux différentes phases essentielles de la construction, ont conduit dans ce cas à devoir adopter des valeurs de module atteignant jusqu'à $4E_M/\alpha$. Les ordres de grandeur de la déformée maximale, à savoir 5 mm en phase n° 5 pour la paroi sud, ne sont d'ailleurs que d'environ $5 \cdot 10^{-4}$ fois la hauteur soutenue, ce qui est bien plus faible que pour les deux écrans précédents et explique la mise en jeu de modules beaucoup plus raides.

Les fortes variations de la déformée d'un rideau souple, sur toute sa hauteur conduit donc pratiquement inévitablement à introduire des lois non linéaires pour lesquelles il s'agit de fixer les paramètres essentiels déterminants, soit un module initial tangent soit un module sécant caractéristique.

L'évocation d'un coefficient k à appliquer au terme $\frac{E_M}{\alpha}$ et lié au niveau de déformation souhaité ne doit pas non plus faire oublier que la dimension du rideau, avec les largeurs de semelles fictives considérées, intervient également par le biais de ce coefficient k ; il intègre donc deux aspects : non-linéarité et dimension. Pour ce deuxième aspect, le parallèle est à faire avec ce qui a été examiné pour les fondations superficielles.

Ce type d'ouvrage s'accompagnant de terrassement devant l'écran, on n'oubliera pas de s'intéresser aux paramètres de déformabilité des sols restant en place, mais ayant subi ces déchargements. Cet aspect du comportement constitue un élément supplémentaire qui rend encore plus complexe le dimensionnement d'une paroi. Enfin, il ne faut pas omettre l'influence de l'état initial des contraintes dans le massif. Son rôle sur la déformabilité est important et sa connaissance doit accompagner celle des modules.

En définitive, on peut dire que chaque paroi à justifier, au niveau des déformations, doit faire l'objet d'une attention très particulière, et s'il est une technique de travaux géotechniques où la méthode observationnelle, avec le dimensionnement interactif qu'elle implique, s'avère tout à fait appropriée et fortement recommandée, c'est bien celle de la construction des écrans souples.

6

Conclusion

L'examen de la notion de module en géotechnique s'avère trouver un intérêt dans les conséquences de l'application de cette notion aux problèmes les plus courants que les géotechniciens ont à résoudre. Dans les sols, la non-linéarité des déformations avec les efforts appliqués est un constat, que ce soit lors du cisaillement qui s'accompagne d'une baisse des modules ou lors de la compression où les modules croissent.

On retiendra de cet examen, que pour les fondations superficielles et dans les sols où les phénomènes de consolidation sont faibles, l'utilisation de la méthode pressiométrique est tout à fait acceptable, soit directement sous la forme qui lui a été donnée par L. Ménard, soit indirectement sous une forme élastique en utilisant soit la corrélation reliant le module cyclique E_c (de rechargement) au module E_M , soit la mesure directe du module cyclique. Les résultats sont identiques pour des dimensions transversales de semelles modestes. De grandes dimensions nécessitent de majorer ce module cyclique.

Si l'on n'a pour ainsi dire pas évoqué l'utilisation des modules issus des essais triaxiaux ou dynamiques, c'est que l'usage courant ne les consacre guère. Ces essais n'en restent pas moins des essais essentiels, et en particulier la « construction » et la mise au point des lois de comportement, telle celles donnant $\frac{G}{G_{max}}$ en fonction de la distorsion γ les rendent indispensables.

Mais le simple calcul de tassement des fondations peut s'effectuer à partir de données issues d'essais triaxiaux réalisés dans des conditions qui soient trans-

posables pour les ouvrages. Cette pratique est courante dans de nombreux pays étrangers.

Pour l'estimation du tassement des sols compressibles sous charge uniforme de grande étendue, il est rappelé que la méthode œdométrique est la seule vraiment fiable qu'il y a lieu de privilégier. En revanche, l'application des expressions simples utilisant le module E_M et le coefficient rhéologique α est tout à fait inadaptée pour ces sols et conduit à des valeurs dangereusement faibles, comme certains exemples réels le montrent. Les corrections qu'on peut être tenté d'appliquer sont entachées de grosses incertitudes. Au contraire, pour les sols « non compressibles », sable, grave, limons hors nappe, argile raide, l'estimation par cette même approche surestime fortement les tassements, même si en valeur absolue, ils peuvent s'avérer modérés. On propose donc pour ces sols de modifier la valeur α , à diviser les tassements estimés actuellement par des coefficients variant de 2 à 5.

On conçoit donc, qu'entre ces deux situations extrêmes il existe des sols où l'application du calcul pressiométrique conduit à des résultats corrects.

Quant aux soutènements souples (rideaux de palplanches, parois moulées), si, comme pour les semelles, la dimension influe sur le choix des modules, la valeur de ces derniers n'est pas non plus indépendante des performances attendues en termes de déformation horizontale. Plus le rapport de la flèche demandée à la hauteur soutenue est faible, plus le module le justifiant est fort et se rapproche du module élastique initial ; l'inertie seule du soutènement ne permet pas en effet d'assurer cette flèche.

On retiendra, dans la théorie pressiométrique, l'intérêt et la pertinence du coefficient α , dans la prévi-

sion de calcul des tassements des fondations superficielles traditionnelles.

Dès que la consolidation entre pour une part essentielle des tassements, ce coefficient est inapte à en rendre compte. Seul l'essai œdométrique en permet une approche correcte.

Quant à l'élasticité simple, elle peut s'avérer largement suffisante, le choix d'un module (ou de modules) étant cependant délicat. En particulier, déduire un module d'élasticité à partir de la valeur E_M du module pressiométrique par la simple formule $E = \frac{E_M}{\alpha}$, s'avère

fausse et pessimiste. Une relation de type $E = k \frac{E_M}{\alpha}$ est

plus adaptée, où k varie avec le sol, la dimension des ouvrages, et le niveau de déformation atteint, si ce niveau s'avère très faible. Le coefficient α perd donc de son intérêt dans cette approche. On pourra s'inspirer des tableaux VII donnés dans cette synthèse pour estimer E .

Le module d'un sol n'est en réalité qu'un terme très générique, car il y a essentiellement des modules, variant avec les déformations, et de natures différentes suivant que le sol est cisailé ou comprimé. Ces deux mécanismes se côtoient en permanence dans les massifs sous les sollicitations apportées par les ouvrages.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier MM. M. Baudry, F. Schlosser, P. Schmitt, P. Vezole, F. Baguelin, M. Favre, B. Soyez, qui ont bien voulu me faire part de leurs avis et conseils. Un remerciement particulier s'adresse à M^{me} N. Daon du laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Rouen, laquelle a accepté d'assurer, sur près d'un an et demi, les frappes successives de cet article.

Bibliographie

- AFNOR (NF P94117-1) – Portance des plates-formes, partie 1 : module sous chargement statique à la plaque, EV2, avril 2000.
- AFNOR (NF P94110-1) – Essai pressiométrique Ménard, partie 1 : essai sans cycle, janvier 2000.
- AFNOR (projet de norme française NF XP94110-2) – Essai pressiométrique Ménard, partie 2 : essai avec cycle, 1999.
- Baguelin F., et al. – *The pressometer and foundation engineering*. Trans Tech publications, 1978.
- Balay J. – *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction*. Note d'information technique LCPC, 1985.
- Bretonnière S. – Étude d'un déflectomètre à boulet. *Bulletin de liaison des laboratoires routiers des P et C* n° 2, juillet-août 1963, p. 43.5-43.16.
- Chassaing P., et al. – La dynaplaque 2. Étude d'un nouveau matériel. *Bulletin de liaison des LPC* n° 195, janvier-février 1995, p. 3-13.
- Combarieu O. – *Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée*. Note d'information technique, LCPC, 1988, 16 p.
- Combarieu O., Canepa Y. – L'essai cyclique au pressiomètre. *Bulletin des LPC* n° 233, p. 37 à 65 ; juillet-août 2001, p. 37-65.
- Droniuc N., Magnan J.P. – Portance et tassements des fondations superficielles : présentation des résultats des concours de prévisions. *FOND SUP 2003*, vol. 2, Presses des Ponts, 2004, p. 401-416.
- Essai pressiométrique normal*. – Modes opératoires du LCPC, Dunod, 1971.
- Essais de plaques et mécanique des chaussées. – *Bulletin de liaison des laboratoires routiers LCPC*, spécial B, février 1965.
- Frank R. – Quelques développements récents sur le comportement des fondations superficielles. X^e Congrès européen de mécanique des sols et travaux de fondations, Florence, vol. 3 ; mai 1991, p. 1003-1030.
- Garnier J. – *Tassement et contraintes. Influence de la rigidité de la fondation et de l'anisotropie du massif*. Thèse de doctorat, université de Grenoble, 15 juin 1973.
- Giroud J.-P. – *Tables pour le calcul des fondations*, Tomes 1 et 2. Dunod, 1973.
- Giroud J.-P. – *Tassement et stabilité des fondations superficielles*. Tome 1. Presses universitaires de Grenoble, 1975.
- Lavisse J., Schmitt P. – *Interprétation des mesures de tassement sous des remblais de préchargement au Port de Rouen*. Symposium International ASEP GI 2004 ; Paris, sept. 2004, p. 437 à 445.
- Magnan J.-P., Bescond B., Serratrice J.-F. – Déformabilité d'une marne chargée par des remblais. *2nd International Symposium on hard soils-soft rocks*, Naples, 12-14 octobre 1998, p. 659-667.
- Ménard L., Rousseau J. – L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. *Sols Soils* n° 1, 2^e trim. 1962, p. 13-29.
- Mestat Ph., Reiffsteck Ph. – Modules de déformation en mécanique des sols : définitions, détermination à partir des essais triaxiaux et incertitude. *PARAM 2002*, septembre 2002, p. 392-400.
- Morel G., Quibel A. – Le portancemètre : un nouvel appareil d'auscultation en continu des couches de forme et de la partie supérieure des terrassements. *Revue générale des routes et aérodromes*, n° 768, décembre 1998, p. 106-109.
- Nguyen Phuong D., et al. – Deux modélisations par éléments finis d'écrans de soutènement instrumentés. *Bulletin des LPC*, janv.-fév.-mars 2005, p. 41-59.
- Pham Van Bang D. – *Comportement instantané et différé des sables, des petites aux moyennes déformations : expérimentation et modélisation*. Thèse soutenue à l'INSA de Lyon, 28 avril 2004.
- Pouya A., Reiffsteck Ph. – Solutions fondamentales pour fondations sur sols élastiques anisotropes. *FONDSUP 2003*, vol. 1, 2003, p. 415-422.
- Serrai K., et al. – Interprétation par la méthode des éléments finis des mesures de déformation d'une paroi moulée à Colombes. *Congrès international des fondations et de mécanique des sols*, Osaka, vol. 2, septembre 2005, p. 1119-1123.
- Utilisation du vibreur Goodman. – *Bulletin de liaison des LPC*, spécial J, juillet 1968.

Plans d'expériences pour la stabilisation d'une argile gonflante du Bénin

T.Y. KIKI, I.K. CISSÉ

Laboratoire de matériaux
mécanique et hydraulique
BP A 10 Thiès (Sénégal)
yvette_kiki@yahoo.fr
ikcisse@ucad.sn

J.-L. FAVRE

Laboratoire de mécanique
des sols, structures
et matériaux
CNRS UMR 8579
Grande Voie des Vignes
92295 Châtenay-Malabry
favre@mssmat.ecp.fr

Résumé

Cet article présente les résultats de la stabilisation d'une argile gonflante traitée par des solutions de cosse de néré. Au préalable, des essais d'identification et de compressibilité ont été faits pour caractériser l'argile étudiée.

Cinq paramètres (valeur de bleu, pression de gonflement, amplitude de gonflement, indice de compression et indice de gonflement) ont été étudiés en faisant varier quatre facteurs (température, temps de macération, quantité de cosse, temps de cure). Les résultats expérimentaux ont été analysés par la méthode Taguchi des plans d'expériences.

Les trois premiers paramètres connaissent une réduction notable alors que l'indice de gonflement connaît une augmentation. Le facteur le plus significatif est le temps de macération.

Mots-clés : argiles gonflantes, stabilisation, essai œdométrique, plans d'expériences, méthode Taguchi.

Experimental designs for the stabilization of an expansive soil from Benin

Abstract

This paper presents the results of the stabilization of an expansive clay treated by solutions of husk of nere. Beforehand, identification and compressibility tests were made in order to characterize the studied clay.

Five parameters (value of blue, swelling pressure, swelling amplitude, compression index, swelling number) were studied by varying four factors (temperature, maceration time, pod quantity, cure time). The experimental results were analyzed by using the Taguchi method of experimental designs.

The first three parameters show a notable reduction of swelling whereas the swelling number shows an increase. The most significant factor is the maceration time.

Key words : expansive soils, stabilization, oedometer, experimental design, Taguchi method.

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

γ_d	: poids volumique sec
V_B	: valeur de bleu
S_s	: surface spécifique
P_2	: pourcentage de grains de diamètre inférieur à 2 μm
P_{80}	: pourcentage de grains de diamètre inférieur à 80 μm
w_l	: limite de liquidité (%)
w_p	: limite de plasticité (%)
I_p	: indice de plasticité (%)
w_{Re}	: limite de retrait effectif
σ_g	: pression de gonflement
ϵ_g	: amplitude de gonflement
C_c	: indice de compression
C_s	: indice de gonflement
E_A	: effet du facteur A
I_{AB}	: effet de l'interaction AB
n_A	: nombre de niveaux du facteur A
N	: nombre d'expériences dans le plan d'expériences
V_A	: variance du facteur A
V_{AB}	: variance de l'interaction AB

Le problème étudié

Les argiles gonflantes se trouvent dans la région de la Lama, au sud du Bénin, où elles créent des désordres sur les ouvrages.

La méthode la plus répandue concernant la stabilisation des argiles gonflantes est le traitement à la chaux. La stabilisation des sols gonflants par des sels est sujette à plusieurs études dont celle d'Hachichi et Fleureau (1999). Aussi, des études sommaires (Gomez et Mounirou, 1996 ; Akouete et Hounyo, 1997) ont montré que des solutions à base de cosse de néré (arbre de nom scientifique *Parkia biglobosa*) améliorent les paramètres géotechniques des sols gonflants. Ce produit existant en abondance en Afrique occidentale, nous avons mené une étude plus approfondie sur son influence sur les sols argileux expansifs.

Avant d'étudier l'influence proprement dite sur les paramètres de gonflement, nous avons examiné certains paramètres de nature et d'arrangement des « grains » (Biarez et Favre, 1975), et certains paramètres mécaniques du sol intact.

Pour l'organisation optimale de nos essais, nous avons utilisé la méthode Taguchi des plans d'expériences qui permet d'établir un plan d'expérimentation réduisant considérablement le nombre d'expériences à effectuer compte tenu des objectifs fixés ; elle facilite également l'exploitation des résultats expérimentaux et assure la meilleure précision possible aux résultats obtenus.

Caractérisation de l'argile non traitée

Le sol étudié a été prélevé dans la région de la Lama à Onigbolo. La figure 1 présente l'image obtenue au microscope électronique à balayage (MEB) à un grandissement au 1/20 000. On y retrouve l'aspect caractéristique de la montmorillonite (Mitchell, 1976), reconnaissable à la nature alvéolaire et froissée des interfaces des strates.

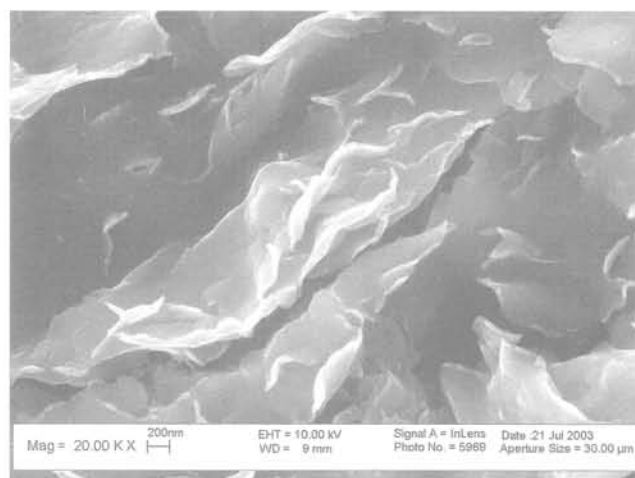


FIG. 1 Observation au microscope électronique à balayage.

Observation in the scanning electron microscope.

Paramètres de nature des grains

a) Valeur de bleu et surface spécifique

La surface spécifique est déterminée à partir de la formule proposée par Tran Ngoc (1977) :

$$S_s = 21 V_B \cdot P_2 \quad (1)$$

— la valeur du bleu de l'échantillon ayant été déterminée par l'essai au bleu suivant la norme NF P 94-068. La valeur de bleu du sol étudié est de 13,5 et la surface spécifique atteint 215 m^2/g .

Ces valeurs indiquent une proportion importante de smectite dans le sol étudié.

b) Limites d'Atterberg

La limite de liquidité du sol est de 82, la limite de plasticité est de 34, ce qui confère au sol un indice de plasticité de 48, le positionnant sur le diagramme de plasticité de Casagrande parmi les limons argileux très plastiques.

L'indice de consistance de l'échantillon *in situ* est de 0,98. L'échantillon se trouve donc à l'état plastique avec une consistance très ferme.

c) Retrait linéaire effectif

La limite de retrait effectif w_{Re} a été déterminée par l'essai de retrait linéaire selon la norme XP P94-060-2. Elle est de 17 % pour le sol étudié.

Le tableau I récapitule les paramètres de nature et d'arrangement des grains du sol intact.

TABLEAU I Paramètres d'état et d'arrangement du sol intact étudié.
Parameters of state and arrangement of the studied intact ground.

Désignation	Valeur
Poids volumique apparent γ (kN/m ³)	18,96
Poids volumique sec γ_d (kN/m ³)	14,06
P_2 (%)	57
Indice des vides (e)	0,93
Porosité (n)	0,48
Teneur en eau naturelle (%)	34,8
Indice de consistance	0,98
Indice de plasticité I_p (%)	48
Limite de liquidité w_l (%)	82
Limite de plasticité w_p (%)	34
Poids volumique des particules solides (kN/m ³)	27,14
Valeur de bleu de méthylène (V_B)	13,5
Limite de retrait effectif w_{re} (%)	17

2.2

Paramètres mécaniques du sol

Sur l'échantillon intact ont été réalisées deux séries d'essais de gonflement à l'œdomètre (par incréments de charge) et de compressibilité. Les moyennes des résultats de ces essais sont résumées dans le tableau II.

TABLEAU II Paramètres de compressibilité du sol étudié.
Parameters of compressibility.

Désignation	Valeur
Pression de gonflement (kPa) $w = 34,8 \%$	72
Pression de préconsolidation (kPa) (échantillon prélevé à 2,5 m)	248
Indice de compression C_c	0,429
Indice de gonflement C_s	0,094
Indice des vides initial e_0	0,934
Module œdométrique moyen (MPa)	9,93

2.3

Cohérence des données

La relation (2), proposée par Favre (2004) pour les sols normalement consolidés :

$$C_c = \frac{I_p}{81} \quad (2)$$

fournit une valeur de 0,59, supérieure à celle obtenue (0,43) pour l'argile étudiée ; en revanche, la valeur obtenue pour l'indice de gonflement (0,094) est proche de celle donnée par la relation :

$$C_s = \frac{C_c}{4} \quad (3)$$

$$\text{La corrélation } E_{oed} = \frac{2,3 [1 + e(\sigma)] \cdot \sigma}{C_c} \quad (4)$$

donne une valeur de 2,6 MPa, largement inférieure à celle obtenue – 9,9 MPa – ; cette grande différence peut s'expliquer par le fait que la relation a été établie pour des argiles remaniées, alors que nous sommes en présence d'un sol surconsolidé.

Il existe quelques différences entre nos résultats et ceux obtenus en utilisant les corrélations établies. Il est à noter que nous avons travaillé avec une argile intacte, donc non remaniée, et dont le prélèvement a eu lieu peu après l'hivernage, d'où la faible pression de gonflement décelée.

3

Analyse par plans d'expériences du gonflement de l'argile traitée

3.1

Les plans d'expériences et la méthode Taguchi

La méthode des plans d'expériences est un outil d'aide à l'amélioration de la qualité. Elle sert à mettre en évidence et à quantifier l'influence des facteurs pris en compte lors de la mise en œuvre d'une série d'essais. C'est une méthode qui consiste à établir un plan d'expérimentation comportant le minimum d'expériences compte tenu des résultats souhaités, la finalité étant de tester le maximum de facteurs avec les meilleurs intervalles de confiance.

Soit le paramètre z à expliquer avec p paramètres x_i . On cherche une dépendance linéaire qui s'écrit sous forme matricielle (Favre, 2004) :

$$z = X\alpha + \varepsilon \quad (5)$$

les vecteurs colonnes de la matrice X étant des vecteurs booléens composés de 0 et 1 suivant la réalisation ou non de la modalité. ε est le vecteur des résidus.

Le rang de la matrice X fixe le nombre minimal d'observations (Favre, 2004).

$$n \geq rgX \quad (6)$$

L'ajustement des moindres carrés :

$$z = Xa + e \quad (7)$$

donne avec X' transposée de X

$$a = (X'.X)^{-1}X'z \quad (8)$$

et :

$$e'e = z'(I - X(X'.X)^{-1}X')z \quad (9)$$

Sous quelques hypothèses sur les résidus ε_i (espérance nulle, même variance – σ^2 –, indépendance), a étant l'estimateur de α , on montre que $\text{Var}(a)$ est minimale et a pour expression :

$$\text{Var}(a) = \sigma^2(X'.X)^{-1} \quad (10)$$

La méthode mise au point par Taguchi est basée sur une représentation graphique du modèle que l'on souhaite identifier et sur l'utilisation de quelques tables standard (Pillet, 1997). La réalisation du test de Fisher-Snedecor permet l'analyse de l'influence des facteurs (Dugué et Girault, 1969).

Les facteurs étudiés et le plan adopté

La stabilisation par le néré est une méthode récente. Le facteur essentiellement étudié a été la concentration de la solution (quantité de cosse par litre d'eau) et les résultats ont montré une amélioration de certains paramètres en fonction de l'importance de ce facteur : amplitude et pression de gonflement, limite de liquidité, indice de plasticité (Gomez et Mounirou, 1996 ; Akouete et Hounyo, 1997).

a) Les facteurs

Pour mesurer l'impact de la solution de la cosse de fruits de néré sur le sol argileux d'Onigbolo, nous avons étudié les modifications apportées à :

- la valeur de bleu (V_B) ;
- la pression de gonflement (σ_g) ;
- l'amplitude de gonflement (ϵ_g) ;
- l'indice de compression (C_c) ;
- l'indice de gonflement (C_s).

Le processus de stabilisation nécessite le mélange du sol avec une même quantité de solution de cosse : pour cela, le temps de cure du mélange (solution + argile) doit être défini. La solution dépend des conditions de préparation qui sont essentiellement le dosage en quantité de cosse, le temps de macération des cosses et la température de l'eau entrant dans la préparation de la solution.

Ainsi, nous avons retenu les quatre facteurs ci-après :

- la température facteur A
- le temps de macération facteur B
- la quantité de cosse par litre d'eau facteur C
- le temps de cure du mélange (solution + sol) facteur D

TABLEAU III Niveau des facteurs étudiés.
Level of factors.

Facteurs	Niveau 1	Niveau 2
(A) Température de l'eau (°C)	30	90
(B) Temps de décoction (h)	24	72
(C) Quantité de cosse (g/l)	25	100
(D) Temps de cure (j)	1	15

b) Le plan adopté

Nous avons retenu deux niveaux par facteur, les valeurs des paramètres mis à l'étude pour les valeurs intermédiaires pouvant être déterminées à partir du modèle que nous obtiendrons, sous l'hypothèse d'une linéarité des influences.

La température moyenne ambiante dans la région est de 30 °C ; l'eau chaude étant utilisée dans la pratique, nous avons pris comme niveau haut 90 °C.

Le temps de macération minimale est de 24 heures ; nous avons pris le niveau haut à 72 heures pour voir l'évolution au cours du temps.

Les niveaux bas et haut de la quantité de cosse ont été fixés eu égard à une estimation résultant des pratiques habituelles.

Le sol traité est habituellement mis en œuvre dans les heures qui suivent le mélange ; nous avons choisi

de mettre le niveau haut du facteur *temps de cure* à 15 jours pour suivre l'évolution du mélange dans le temps.

La cosse de néré est une matière organique contenant (Kerharo, 1974), de la parquine (un dérivé aminé), et 27 à 44 % de tannin (Hall *et al.*, 1997). Or cette molécule organique (le tannin) donne, avec les polymères composés d'acides aminés, des complexes insolubles très résistants (Bassène, 2001). Ainsi l'essentiel du phénomène se produirait lors de la phase de préparation de la solution au cours de laquelle il y aura libération des éléments actifs, après le mélange, l'objectif serait d'étudier le facteur D (temps mis par les constituants de la solution pour agir sur les particules argileuses). Sur cette base, nous avons mis un accent particulier sur l'étude des interactions entre les facteurs intervenant jusqu'à l'obtention de la solution de cosse. Ainsi, nous avons retenu comme interactions :

- la température de l'eau et le temps de macération (AB) ;
- la température de l'eau et la quantité de cosse (AC) ;
- le temps de macération et la quantité de cosse (BC).

Le modèle retenu est le suivant :

$$Y = M + [E_{A1} E_{A2}] A + [E_{B1} E_{B2}] B + [E_{C1} E_{C2}] C + [E_{D1} E_{D2}] D \\ + {}^tA \begin{bmatrix} I_{A1B1} & I_{A1B2} \\ I_{A2B1} & I_{A2B2} \end{bmatrix} B + {}^tA \begin{bmatrix} I_{A1C1} & I_{A1C2} \\ I_{A2C1} & I_{A2C2} \end{bmatrix} C \\ + {}^tB \begin{bmatrix} I_{B1C1} & I_{B1C2} \\ I_{B2C1} & I_{B2C2} \end{bmatrix} C \quad (11)$$

où $A = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$, si le facteur A est au niveau 1, et $\begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix}$, s'il est au niveau 2. tA est le transposé de A.

Les conditions du modèle exigent un plan comportant au moins huit expériences. La table orthogonale de Taguchi $L_8(2^7)$ permet de considérer les quatre facteurs et les trois interactions par le biais de huit expériences au lieu de $2 \times 2 \times 2 \times 2 = 16$ pour le plan complet. En effet, le nombre minimal d'expériences est $1 + (2 - 1) + (2 - 1) + (2 - 1) + (2 - 1) + (2 - 1) + (2 - 1) + (2 - 1) + (2 - 1) + (2 - 1) = 8$ pour les quatre facteurs et les trois interactions ; les tables classiques de Taguchi, pour les facteurs à deux modalités, étant des tables de 4, 8 et 16 expériences, nous avons pris la table à 8 expériences.

Dans la représentation graphique de la méthode Taguchi (Fig. 2a, notre modèle ; Fig. 2b, celui de Taguchi), les facteurs sont représentés par des symboles en fonction de leur aptitude à subir des modifications. Ainsi les facteurs les plus difficiles à modifier sont représentés par \bigcirc ; ceux un peu plus facile par \odot et ceux encore

plus facile par \bullet . Les interactions entre deux facteurs sont représentées par un trait entre les deux facteurs.

Le plan d'expérience à utiliser (plan avec répétition 2×8 expériences) est présenté au tableau IV.

Les résultats sont interprétés au moyen du calcul des effets et des variances. L'analyse de la variance par le test de Fisher Snedecor nous renseigne sur la signification des effets.

E_A désignant l'effet du facteur A (variation de la réponse due au facteur A seul quand on passe du centre du domaine d'étude au niveau supérieur de ce facteur) ;

n_a le nombre de niveaux du facteur A ;

N le nombre d'expériences.

TABEAU IV Plans d'expériences retenus.
Experimental designs.

N°	A	B	C	D
1	1	1	1	1
2	1	1	2	2
3	1	2	1	2
4	1	2	2	1
5	2	1	1	2
6	2	1	2	1
7	2	2	1	1
8	2	2	2	2

La variance expliquée par le facteur A est donnée par :

$$V_A = \frac{N}{n_a} \frac{\sum (E_A)^2}{n_a - 1} \quad (12)$$

La variance expliquée par l'interaction AB est donnée par :

$$V_{AB} = \frac{N}{n_a \times n_b} \frac{\sum (1_{AB})^2}{(n_a - 1)(n_b - 1)} \quad (13)$$

La variance sur les résidus (différence entre les réponses expérimentale et calculée) par :

$$V_R = \frac{\sum r^2}{N - ddl_{modèle}} \quad (14)$$

$$F_{exp(A)} = \frac{V_A}{V_R} \quad (15)$$

$F_{théo}$ est donné par les tables de Snedecor. Le seuil retenu pour l'analyse des variances par le test de Fisher Snedecor est de 5 %. Si $F_{exp} < F_{théo}$, on rejette l'hypothèse de l'influence du facteur (ou de l'interaction) avec moins de 5 % de chances de se tromper.

Ainsi la variance totale V_t se décompose en variance expliquée par le modèle V_e (la somme des variances significatives des facteurs et de leurs interactions) et en variance résiduelle V_r .

$$V_t = V_e + V_r \quad (16)$$

avec un taux d'explication du modèle

$$\tau = V_e / V_t \quad (17)$$

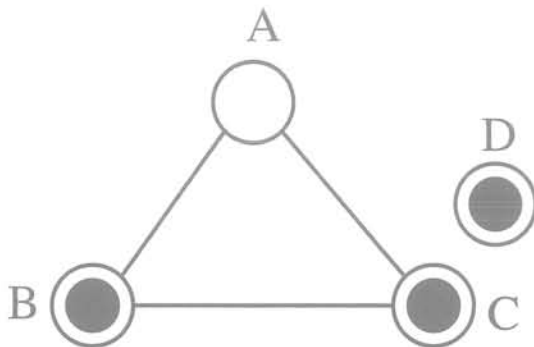


FIG. 2A Graphe linéaire du modèle.
Linear graph of the model.

3.3

Conduite des essais

a) Traitement des sols

Pour chaque combinaison de facteurs, le sol est saturé par la solution préparée correspondante et malaxé avec celle-ci. Le mélange est laissé en cure suivant le temps prévu ; à la fin du temps de cure, le sol traité est séché pendant 24 heures à l'étuve, réduit en poudre dans un mortier en agate puis soumis aux différents essais.

b) Essais au bleu de méthylène

Les essais ont été réalisés suivant la norme NF 94-068.

c) Essais à l'œdomètre

Tous les essais œdométriques (gonflement libre, déformation empêchée...) ont été menés sur des échantillons traités, reconstitués et compactés ayant un poids volumique sec γ_d de 14 kN/m³ et une teneur en eau initiale sensiblement égale à la limite de retrait effectif ($w_l = 15\%$).

Après mise à la teneur en eau désirée pour l'essai, le matériau est mélangé jusqu'à homogénéisation ; le mélange est placé dans un récipient hermétique pendant 48 heures pour homogénéiser la teneur en eau. Les échantillons sont ensuite compactés directement dans les anneaux œdométriques pour éviter le remaniement dû au carottage. Les dimensions des échantillons testés sont de 70 mm de diamètre et de 24 mm de hauteur.

Afin d'éviter tout relâchement, le lancement des essais s'effectue juste après le compactage.

Avant de placer l'échantillon dans la cellule œdométrique, les pierres poreuses sont soigneusement séchées afin d'éviter tout gonflement au début de l'essai. Les parois sont préalablement graissées, afin de réduire le frottement latéral.

La série d'essais de gonflement libre sur chemin œdométrique a été réalisée sous charge très faible (celle du piston et de la pierre poreuse, environ 5 kPa).

L'essai à déformation empêchée (par incréments de charge) permet, d'une part, de déterminer la valeur de la pression de gonflement σ_g à partir de l'essai œdométrique classique, d'autre part, de poursuivre la réalisation de l'essai pour déterminer les indices de compression C_c et de gonflement C_s .

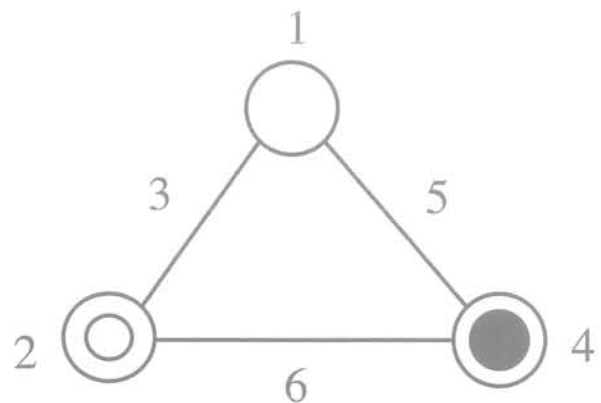


FIG. 2B Graphe linéaire de la table $L_8(2^7)$ de Taguchi.
Linear Graph of the table $L_8(2^7)$ of Taguchi.

Résultats

Les résultats des différents essais sont résumés dans le tableau V.

4.1

Influence globale

Les résultats de l'essai au bleu de méthylène montrent une diminution par rapport à la valeur de bleu de l'échantillon non traité. En faisant la moyenne, on obtient une diminution relative moyenne de 49 %.

L'amplitude de gonflement évolue dans le même sens avec une diminution relative moyenne de 44,40 %. La pression de gonflement connaît une diminution plus faible (24 %). Ceci est conforme aux résultats des travaux de Gomez et Mounirou (1996), et d'Akouete et Hounyo (1997) qui ont porté sur ces trois paramètres.

Par contre, l'indice de gonflement a connu plutôt une augmentation relative moyenne de 16 % et si l'indice de compression a connu une diminution relative, celle-ci n'est que de 5,3 % donc très faible, voire insignifiante.

Ainsi nous constatons une diminution du gonflement issu d'une imbibition (par apport d'eau) mais un accroissement du gonflement issu d'une diminution des contraintes en place. Ceci pourrait s'expliquer par l'aspect plus grenu que présente l'échantillon après traitement.

4.2

Analyse détaillée des facteurs par la méthodologie Taguchi

Les modèles obtenus sont :

$$V_B = 7,1 [1 + [+0,04 - 0,04] A + [+0,09 - 0,09] B + [+0,04 - 0,04] C] + \varepsilon_r$$

avec $\sigma_r = 0,44$ soit $CV \approx 6 \%$ et $\tau = 0,98$ (18)

$$\varepsilon_g = 5,2 [1 + [-0,13 + 0,13] A + [+0,18 - 0,18] B + [+0,11 - 0,11] C] + \varepsilon_r$$

avec $\sigma_r = 0,85$ soit $CV \approx 16 \%$ et $\tau = 0,97$ (19)

$$P_g \text{ (kPa)} = 134 [1 + [+0,02 - 0,02] A + [+0,12 - 0,12] B + [+0,04 - 0,04] C] + \varepsilon_r$$

avec $\sigma_r = 5,66$, soit $CV \approx 4 \%$ et $\tau = 0,99$ (20)

$$C_c = 0,365 [1 + [-0,04 + 0,04] B] + \varepsilon_r$$

avec $\sigma_r = 0,02$, soit $CV \approx 6 \%$ et $\tau = 0,87$ (21)

$$C_s = 0,049 [1 + [-0,11 + 0,11] B] + \varepsilon_r$$

avec $\sigma_r = 0,01$, soit $CV \approx 17 \%$ et $\tau = 0,83$ (22)

TABEAU V Récapitulatif des résultats.
Summary of the results.

		Paramètres de gonflement			Paramètres de compressibilité	
		V_B	ε_g	ε_0	C_c	C_s
E_0	1 ^{er} essai	13,81	9,36	173	0,385	0,0426
	2 ^e essai	13,69	9,40	181	0,387	0,0424
E_1	1 ^{er} essai	8,15	6,92	160	0,351	0,0422
	2 ^e essai	8,52	6,86	164	0,354	0,0431
E_2	1 ^{er} essai	7,45	3,98	146	0,351	0,0455
	2 ^e essai	7,55	4,06	144	0,353	0,0471
E_3	1 ^{er} essai	7,05	3,87	124	0,389	0,0612
	2 ^e essai	6,95	3,93	120	0,408	0,0684
E_4	1 ^{er} essai	6,55	3,38	128	0,389	0,0536
	2 ^e essai	6,80	3,32	118	0,389	0,0513
E_5	1 ^{er} essai	8,00	6,84	150	0,357	0,0418
	2 ^e essai	7,83	6,76	148	0,349	0,0440
E_6	1 ^{er} essai	7,00	6,93	140	0,351	0,0429
	2 ^e essai	7,15	7,03	144	0,345	0,0425
E_7	1 ^{er} essai	6,35	5,65	120	0,359	0,0459
	2 ^e essai	6,15	5,53	124	0,355	0,0447
E_8	1 ^{er} essai	5,75	4,08	110	0,370	0,0549
	2 ^e essai	5,90	4,28	106	0,374	0,0560
Moyenne		7,073	5,214	134	0,365	0,0491
Variation relative (%)		48,56	44,41	24,08	5,34	-15,56

Remarque :

- E_i représente l'échantillon traité selon l'état des facteurs au niveau i ;
- la moyenne est celle obtenue sur les 8 échantillons traités ;
- la variation relative est obtenue par rapport à la valeur moyenne de l'échantillon non traité E_0 .

Pour chacun des paramètres étudiés, les corrélations entre les résultats théoriques et expérimentaux sont illustrées sur les figures 3a à 3e. Les résultats théoriques sont assez proches des résultats prédits pour les

trois premiers paramètres. Pour les indices de compression et de gonflement, on observe une forte non-linéarité dans la corrélation remettant en cause ce premier modèle adopté.

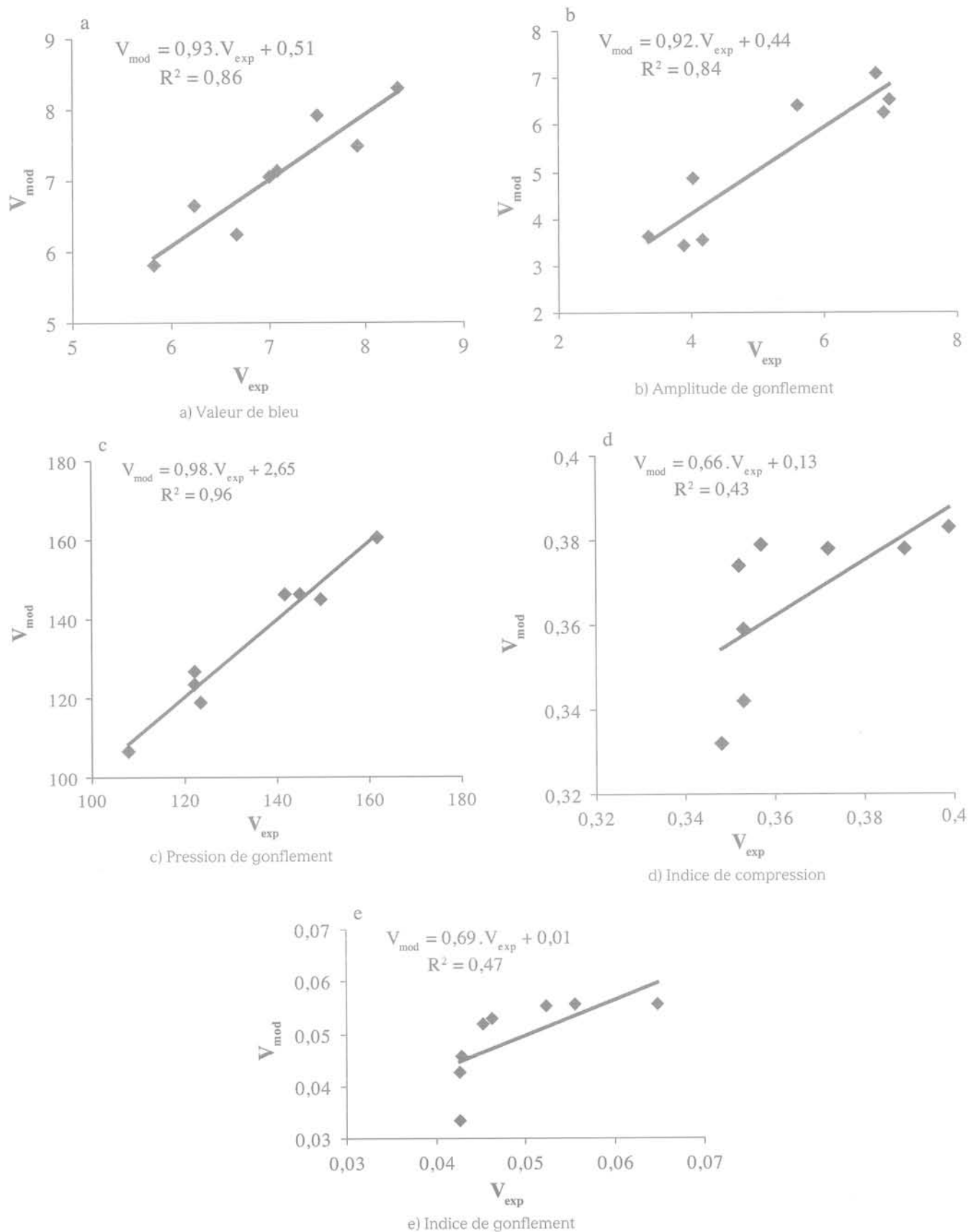


FIG. 3 Corrélations entre valeurs expérimentales et valeurs prédites par le modèle.
 Correlations between experimental values and values predicted by the model.

Les tableaux VIa à VIe présentent le test de Fisher-Snedecor, et montrent la signification des effets pour les cinq paramètres.

Au vu des résultats, nous notons l'indépendance des facteurs (aucune interaction n'est à retenir). Le temps de cure (facteur D) n'étant pas significatif, on peut tirer comme conclusion que la réaction minéraux argileux/éléments actifs de la cosse se produit juste après le mélange et ne connaît pas une évolution dans le temps.

De plus, le facteur le plus significatif est le temps de macération (facteur B) qui indique que, plus le temps est important, plus il y a libération de principe actif et une baisse des paramètres du gonflement.

Aussi, pour les paramètres de gonflement, trois facteurs (température de l'eau, temps de macération, quantité de cosse) sont significatifs, alors que, pour les paramètres de compressibilité déterminés après consolidation, seul le temps de macération (facteur B) est significatif.

TABLEAU VIa Analyse de la variance valeur de bleu.
Analyze variance value of blue.

	Effet	Variance	F _{exp.}	F _{théo.}	Significatif
A	-0,302	1,460	7,374		oui
B	-0,635	6,460	32,629		oui
C	-0,302	1,460	7,374		oui
D	-0,010	0,002	0,008	5,32	non
AB	0,094	0,141	0,710		non
AC	0,010	0,002	0,009		non
BC	-0,115	0,210	1,061		non
Résidus		0,198			

TABLEAU VIb Analyse de la variance de l'amplitude de gonflement.
Analyze variance of the swelling amplitude.

	Effet	Variance	F _{exp.}	F _{théo.}	Significatif
A	0,674	7,275	10,114		oui
B	-0,958	14,706	20,444		oui
C	-0,581	5,398	7,505		oui
D	-0,489	3,824	5,317	5,32	non
AB	0,042	0,028	0,039		non
AC	-0,273	1,195	1,661		non
BC	-0,092	0,136	0,189		non
Résidus		0,719			

TABLEAU VIc Analyse de la variance la pression de gonflement.
Analyze variance the pressure of swelling.

	Effet	Variance	F _{exp.}	F _{théo.}	Significatif
A	-3,09	243,31	7,58		oui
B	-16,09	3732,54	116,39		oui
C	-5,52	355,26	11,08		oui
D	-2,27	152,49	4,75	5,32	non
AB	-0,81	0,00	1E-29		non
AC	0,00	10,56	0,33		non
BC	-0,65	34,22	1,07		non
Résidus		32,07			

TABLEAU VI d Analyse de la variance l'indice de compression.
Analyze variance of compression index.

	Effet	Variance	F _{exp.}	F _{théo.}	Significatif
A	-0,0078	0,00098	2,011		non
B	0,0139	0,00309	6,378		oui
C	-0,0001	0,00000	0,000		non
D	0,0037	0,00022	0,451	5,32	non
AB	0,0069	0,00076	1,577		non
AC	-0,0025	0,00010	0,219		non
BC	-0,0014	0,00003	0,066		non
Résidus		0,00048			

TABLEAU VIe Analyse de la variance de l'indice de gonflement.
Analyze variance of the swelling number.

	Effet	Variance	F _{exp.}	F _{théo.}	Significatif
A	-0,0025	0,0001	1,330		non
B	0,0054	0,0005	6,418		oui
C	0,0001	0,0000	0,005		non
D	0,0033	0,0002	2,385	5,32	non
AB	0,0016	0,0001	0,582		non
AC	-0,0024	0,0001	1,197		non
BC	0,0007	0,0001	0,105		non
Résidus		0,0001			

Conclusion

Afin de minimiser les risques auxquels sont soumis les ouvrages réalisés sur sols gonflants nous nous sommes intéressés à l'aspect stabilisation. Ainsi nous avons étudié la stabilisation d'une argile gonflante par la cosse de néré. Pour cela nous avons mis au point un plan d'expériences basé sur la méthodologie Taguchi. Les essais ont porté sur l'effet de solutions de cosse de néré à différentes concentrations sur les paramètres de gonflement et de compressibilité du sol.

Cette étude a donné des résultats satisfaisants permettant de conclure que le traitement du sol argileux, étudié par la solution de cosse de néré, permet d'amoinrir de façon notable le gonflement issu d'une imbibition (par apport d'eau) et accroît celui issu d'une diminution des contraintes en place.

De l'interprétation des résultats par la méthode Taguchi, nous notons :

- l'influence des facteurs retenus sur les paramètres de gonflement et de compressibilité ;
- que trois des quatre facteurs retenus pour l'étude influencent les paramètres de gonflement, alors que les paramètres de compressibilité ne sont influencés que par le temps de macération (facteur B) ;
- qu'aucune interaction n'est significative ;
- que le facteur le plus significatif est le temps de macération (facteur B), puis la température (facteur A) et la quantité de cosse (facteur C) ;
- une efficacité optimale aux limites supérieures du domaine d'étude.

L'étude en laboratoire de la stabilisation du sol par la cosse de néré ayant été concluante, une amélioration des modèles établis sera étudiée, puis suivra une étude en vraie grandeur afin de contribuer à supprimer les risques de dégradation des constructions sur sols gonflants.

Bibliographie

- Akouete J., Hounyo L. - *Contribution à l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols expansifs : cas d'Onigbolo*. Mémoire de fin de cycle d'ingénieur des travaux au Collège polytechnique universitaire du Bénin, 1997, p. 43-85.
- Bassène E. - *Plantes à tannins*. Cours de pharmacognosie 3^e année, faculté de pharmacie, université Cheikh Anta Diop, Sénégal, 2001.
- Biarez J., Favre J.-L. - Parameters filing and statistical analysis of data in soils mechanics. *Proc. 2nd Int. Conf. Applic. Stat Prob. soils struct. eng.*, Aachen, edit. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbaue, vol. 2, 1975, p. 249-264.
- Dugué D., Girault M. - *Analyse de variance et plans d'expérience*. Dunod, 1969.
- Favre J.-L. - *Sécurité des ouvrages en terre. Risques : modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse de risques*. Ellipses, Collection TechnoSup, 2004, 320 p.
- Gomez C., Mounirou S. - *Contribution à l'établissement des dispositifs constructifs dans la région d'Issaba et d'Adja-Ouère*. Mémoire de fin de cycle d'ingénieur des travaux au Collège polytechnique universitaire du Bénin, 1996.
- Hachichi A., Fleureau J.-M. - Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. *Revue française de géotechnique* 86, 1999, p. 37-51.
- Hall John B., Tomlinson Helen F., Oni Peter I. - *Parkia biglobosa. A monograph School of Agricultural and Forest Sciences*. University of Wales Bangor U.K, 1997, p. 77-78.
- Kerharo J. - *La pharmacopée sénégalaise traditionnelle. Plantes médicinales et toxiques*. Vigot frères, 1974.
- Mitchell J.K. - *Fundamental of Soil Behaviour. Series in Soils Engineering*. John Wiley & Sons Inc., 1976, 422 p.
- Pillet M. - *Les plans d'expériences par la méthode Taguchi*. Les Éditions d'organisation, 1997.
- Tran Ngoc L. - Un nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées* 88, 1977, p. 136-137.

Accélération de la consolidation des argiles par électro-osmose : essais en centrifugeuse

K. BEDDIAR

Laboratoire des matériaux et
de structures de génie civil
(LCPC/CNRS)
Cité Descartes
2, allée Kepler
77420 Champs-sur-Marne
LMT Cachan, ENS de
Cachan/CNRS/UPMC
61, avenue
du Président-Wilson
94235 Cachan
kbeddiar@cesifr

G. RAULT

LCPC Nantes
Section mécanique des sols
et centrifugeuse
route de Bouaye, BP 4129
4341 Bouguenais Cedex
Gerard.Rault@lcpc.fr

Y. BERTHAUD

LMT Cachan, ENS de
Cachan/CNRS/UPMC
61, avenue
du Président-Wilson
94235 Cachan Cedex
berthaud@lmt.ens-cachan.fr

L. THOREL

LCPC Nantes
Section mécanique des sols
et centrifugeuse
route de Bouaye, BP 4129
4341 Bouguenais Cedex.
Gerard.Rault@lcpc.fr

A. DUPAS

Laboratoire des matériaux et
de structures de génie civil
(LCPC/CNRS)
Cité Descartes
2, allée Kepler
77420 Champs-sur-Marne

Résumé

L'électro-osmose est un phénomène physique qui correspond au mouvement de l'eau saline contenue dans un milieu poreux humide sous l'action d'un champ électrique. Ce mouvement a lieu généralement de l'anode vers la cathode. Bien que de nombreuses publications soient consacrées à ce phénomène, on constate que l'électro-osmose étudiée sur des structures à grande échelle y est peu représentée. Ceci est lié aux problèmes expérimentaux qu'engendre l'application d'un champ électrique *in situ*. Des essais d'électro-osmose ont été réalisés en centrifugeuse au Laboratoire central des ponts et chaussées (centre de Nantes), sur différentes argiles avec et sans alimentation en eau à l'anode. Les résultats obtenus en macrogravité montrent que : (i) l'électro-osmose est très efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques ; (ii) on peut accélérer la consolidation de différentes argiles ; (iii) la fissuration couramment observée lors des essais d'électro-osmose de laboratoire – et qui perturbe ces essais – ne survient pas dans ce cas.

Mots-clés : électro-osmose, centrifugeuse, tassement, cohésion non drainée, assèchement, consolidation, argile.

Acceleration of the clay consolidation by electroosmosis : centrifuge tests

Abstract

The electroosmosis represents the movement of saline water in a wet porous media under the action of an electric field. This movement generally takes place from the anode towards the cathode. In spite of the significant number of publications in this field, very few treat tests of electroosmosis on a large scale. This is partly related to the experimental problems generated by the application of an electric field to a soil at 1g. Tests of electroosmosis were carried out in the LCPC centrifuge. Various clays were tested with and without water supply at the anode. Our results show in particular that : (i) electroosmosis is very efficient to improve the mechanical properties of the clays (ii) an acceleration of the consolidation of saturated clays is observed and (iii) electro-osmosed samples remain uncracked contrary to what occurs in Laboratory tests.

Key words : electro-osmosis, centrifuge, settlement, undrained shear strength, drainage, consolidation, clay.

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

NOTATIONS

A = aire de l'échantillon (m²)
 I = intensité du courant électrique (A)
 i = densité du courant électrique (A/m²)
 k_e = perméabilité électro-osmotique (m²/V/s)
 k_h = perméabilité hydraulique intrinsèque (m²)
 L = longueur (m)
 l = hauteur de l'électrode (m)
 n = porosité (-)
 N = niveau de G (G = N g avec g = 9,81 m/s²)
 P = pression de pore (Pa)
 Q_e = débit électro-osmotique (m³/s)
 q_e = vitesse ou flux électro-osmotique (m/s)
 R = résistance électrique (Ω)
 D = diamètre de l'échantillon (m)
 V = tension électrique (V)
 v = vitesse de percolation de l'eau ou vitesse de Darcy (m/s)
 z = profondeur dans le massif (m)
 ε = constante diélectrique du milieu (Fm⁻¹)
 ε_w = constante diélectrique du liquide interstitiel (Fm⁻¹)
 λ = mobilité hydrique (m²/Pas) = k_h/η
 η = viscosité dynamique du fluide (Pa.s)
 ρ = résistivité électrique (Ω.m)
 g = accélération de la pesanteur terrestre (ms⁻²)
 r = rayon (coordonnée cylindrique) (m)
 ρ_w = masse volumique de l'eau (kg/m³)
 κ = activité électrique (S/m)
 ζ = potentiel zêta du milieu (V)

1

Introduction et contexte de l'étude

L'électro-osmose représente, de façon générale, le mouvement de l'eau saline contenue dans un milieu poreux sous l'action d'un champ électrique modéré (ordre de grandeur : 100 V/m). Ce phénomène peut s'expliquer grâce au concept de la double couche électrique (Storeman et Jonsson, 1996). Il fut découvert par Reuss en 1809 (Reuss, 1809), ce sont Helmholtz (Helmholtz, 1879) et Smoluchowski plus tard (Smoluchowski, 1921) qui en donnèrent les premières théories explicatives. Cette théorie est, à ce jour, la plus fréquemment utilisée. Par la suite, de nombreux travaux ont donné les fondements théoriques et expérimentaux des phénomènes électrocinétiques en général et de l'électro-osmose en particulier (e.g. Esrig, 1968; Casagrande, 1983; Yeung, 1994...).

L'électro-osmose est régie, à l'échelle macroscopique, par la loi de Casagrande (Casagrande, 1952):

$$Q_e = k_e A (\Delta V / \Delta L) \quad (1)$$

Avec Q_e le débit électro-osmotique volumique d'eau saline, A l'aire de l'échantillon, ΔV/ΔL le gradient de tension électrique imposé et k_e le coefficient de perméabilité électro-osmotique. Ce dernier coefficient, à l'inverse du coefficient de perméabilité intrinsèque régissant la loi de Darcy (k_h), est pratiquement constant quel que soit le type de matériau et est de l'ordre de ≈ 5 10⁻⁹ m²/Vs. Il peut être estimé théoriquement par l'équation connue de Helmholtz-Smoluchowski:

$$k_e = (\epsilon_w / \eta) \zeta \phi \quad (2)$$

avec ε_w la constante diélectrique du liquide interstitiel, η la viscosité dynamique, ζ le potentiel zêta du milieu et n la porosité du milieu.

Les applications de l'électro-osmose en géotechnique sont nombreuses, on peut citer les exemples suivants:

- la déshydratation des sols mous: Casagrande (Casagrande, 1949) fut le promoteur de l'utilisation de cette technique pour drainer des terrains peu consistants en vue de la réalisation de travaux de terrassements ou de fondations; ses travaux (Casagrande, 1952) ont été effectués tant en Allemagne qu'aux États-Unis. Par la suite, de nombreux travaux ont montré l'efficacité de cette technique, que ce soit en laboratoire ou sur site (e.g. Lo et al., 1991);

- l'augmentation de la capacité portante des fondations profondes (Bozozuk et Labrecque, 1967; Milligan, 1995). Ce dernier a montré que, sous certaines conditions, l'augmentation de la capacité portante peut atteindre parfois 300 % de façon irréversible: des mesures sur les pieux métalliques du pont de Big Pic à Marathon (Ontario, Canada) réalisées en 1995 ont montré que les tassements de ces derniers n'ont pas évolué depuis leur traitement par électro-osmose en 1959;

- électrodépollution des sols. Au sein d'un milieu poreux humide, l'application d'un champ électrique induit des déplacements ioniques appelés électrodifusion. L'ensemble de ces phénomènes existe lorsqu'on applique un champ électrique sur un milieu naturel et plusieurs applications peuvent en découler, notamment:

- la décontamination de sols pollués par des hydrocarbures,

- l'électromigration sélective d'ions à travers des milieux poreux très peu perméables en relation avec le stockage de déchets (e.g. Paillat et al., 2000). Cette dernière application connaît un grand regain d'intérêt depuis une vingtaine d'années. De nombreux travaux ont montré que le champ électrique permettait d'extraire du sol une grande quantité des métaux lourds (zinc, plomb, cadmium...) dans des conditions particulières, notamment de pH (e.g. Acar et al. 1993).

Néanmoins, ces applications de l'électro-osmose restent encore majoritairement à l'échelle expérimentale (en laboratoire) par manque d'optimisation des coûts et des temps de traitement associés et surtout à la non maîtrise du processus de ce phénomène. De surcroît, des auteurs (e.g. Bjerrum et al., 1967) ont signalé de nombreuses difficultés quant à l'étude de l'électro-osmose *in situ*: mise en œuvre de l'instrumentation, chute brutale – et importante – de la tension électrique au niveau de l'interface électrodes/sol. Ceci montre la prudence avec laquelle les résultats de laboratoire doivent être transposés dans la pratique, car les relations régissant les phénomènes électro-osmotiques sont extrêmement complexes.

Devant ces difficultés, la méthode expérimentale choisie pour approcher des conditions de site est d'étudier ces phénomènes sur modèles réduits centrifugés (Beddiar, 2001). L'augmentation des contraintes dans le massif due à l'application de la force centrifuge peut empêcher le matériau de fissurer et les électrodes de se détacher de l'échantillon électro-osmosé, ce qui permet de prolonger les essais sur un échantillon « homogène ». Ce sont les raisons pour lesquelles le LCPC a procédé à une campagne d'essais en centrifugeuse

d'électro-osmose et d'électro-injection⁽¹⁾ dans les argiles. La centrifugeuse du LCPC Nantes est décrite par ailleurs (Garnier *et al.*, 1999). Après un bref rappel du principe de la modélisation en centrifugeuse, nous présenterons les premiers résultats obtenus concernant l'électro-osmose dont l'objectif est d'étudier :

- la faisabilité des essais d'électro-osmose en centrifugeuse et la non fissuration de l'échantillon électro-osmosé ;
- l'évolution des propriétés hydro-mécaniques de plusieurs argiles avant, pendant et après électro-osmose avec ou sans alimentation d'eau à l'anode.

2

Lois de similitude

La modélisation en centrifugeuse est une méthode expérimentale basée sur le principe de la conservation des états de contrainte entre le prototype (ouvrage réel) et un modèle réduit soumis à une accélération : pour ce faire, on réduit les dimensions du prototype d'un facteur N et on applique au modèle réduit obtenu une accélération G égale à n fois l'accélération terrestre g (Philippis, 1869).

Les propriétés du prototype et celles du modèle (réduit) sont liées par des lois de similitude. Le passage du modèle au prototype repose donc sur la pertinence de ces lois. Dans le cas des contraintes et des déformations, par exemple, il y a généralement identité entre le modèle et le prototype, ce qui permet d'appréhender directement le comportement du massif.

L'équation proposée par Casagrande (éq. 1) est similaire aux équations classiques de Darcy, Fick, Fourier et Ohm pour décrire respectivement les écoulements hydrique, chimique, thermique et électrique. Des lois de similitude ont été déjà établies pour ces phénomènes (*e.g.* Savvidou, 1984 ; Mitchell, 1993).

La loi de Darcy permet de relier la vitesse de percolation du fluide interstitiel v (m/s), le paramètre noté λ ($m^2/Pa.s$) (rapport entre le coefficient de perméabilité intrinsèque k_h (m^2) et la viscosité dynamique du fluide η (Pa/s) et le gradient de pression hydrique (Pa/m) :

$$v = \lambda (\Delta P / \Delta L) \quad (2)$$

La loi de Casagrande peut s'écrire de la même façon :

$$q_e = k_e (\Delta V / \Delta L) \quad (3)$$

avec q_e (m/s) le flux électro-osmotique ; k_e (m^2/Vs) le coefficient de perméabilité électro-osmotique et $\Delta V / \Delta L$ (V/m) le gradient de tension électrique imposé.

Soit $f^* = (f_{\text{modèle}} / f_{\text{prototype}})$ = le facteur d'échelle.

Si le sol et le fluide interstitiel, utilisés en centrifugeuse, sont les mêmes que ceux rencontrés *in situ*, les facteurs d'échelle des paramètres suivants sont égaux à l'unité ($\epsilon^* = \eta^* = n^* = k_e^* = k_h^* = \lambda^* = \kappa^* = \zeta^* = 1$). Pour faciliter le problème, la perméabilité électro-osmotique est supposée insensible à l'accélération. Les lois d'échelle concernant la pression et la longueur étant (Phillips, 1869) : $P^* = 1$ et $L^* = 1/N$.

L'équation (3) nous fournit la loi d'échelle concernant la vitesse d'écoulement darcéenne, vérifiée par

nombreux auteurs (*e.g.* Thorel *et al.*, 2000). En centrifugeuse, pour que les différents flux (engendrés par différentes forces thermodynamiques) puissent être correctement mis à l'échelle, ils doivent avoir lieu dans le même intervalle de temps ; ceci permet d'écrire :

$$q_e^* = v^* = N \quad (4)$$

Ceci est possible uniquement si le gradient électrique imposé ($\Delta V / \Delta L$) est égal à N , autrement dit, la différence de potentiel électrique du modèle doit être égale à celle du prototype :

$$\Delta V^* = 1 \quad (5)$$

La densité du courant i (intensité électrique par unité de surface) est reliée à la différence de potentiel électrique $\Delta V / \Delta L$ par la loi d'Ohm

$$i = \kappa (\Delta V / \Delta L) \quad (6)$$

En combinant les équations (5) et (6) on arrive à $i^* = N$.

De surcroît, le facteur d'échelle de la résistance électrique $R = (1/\kappa)L/A$ est $R^* = N$, et l'intensité du courant électrique $I = i A$ est $I^* = 1/N$.

Ainsi, par exemple, sur un échantillon de kaolinite (prototype) similaire à celui étudié ici de dimensions 80 fois plus importantes que notre modèle, il faudrait appliquer une intensité électrique de l'ordre de 16 A, alors que nous nous sommes limités à quelque 100 mA pour des gradients de potentiels réalistes de l'ordre du V/cm.

Il est à noter que le temps indiqué dans cet article est relatif au modèle et non au prototype.

3

Validation expérimentale de l'électro-osmose au moyen d'un modèle centrifugé

3.1

Dispositif expérimental et procédure d'essais

Le tableau I résume les caractéristiques des essais d'électro-osmose réalisés. Nous avons étudié dans le premier essai la faisabilité de ce phénomène en centrifugeuse, tandis que dans le deuxième essai nous nous sommes intéressés à l'efficacité⁽²⁾ du traitement de l'argile par électro-osmose.

TABLEAU I Caractéristiques des essais d'électro-osmose réalisés sans alimentation en eau à l'anode.

	Essai 1	Essai 2
Limite de liquidité	46	46
Limite de plasticité	26	26
Poids volumique du matériau sec (kN/m^3)	12	12,2
Teneur en eau initiale (%)	50	49
pH initial	6	5
Conductivité électrique initiale (S/m)	0,055	0,07
Champ électrique imposé (V/cm)	0,3 ; 0,5 ; 0,75 ; 1 ; 1,5	1
Durée de l'essai (heures)	8	9
Niveau d'accélération appliqué (G)	10 ; 20 ; 30 ; 50	30 ; 80

(1) L'électro-injection est une application particulière de l'électro-osmose : on utilise le champ électrique pour véhiculer une solution ionique à l'intérieur d'un sol, afin d'améliorer ses caractéristiques hydro-mécaniques.

(2) Au sens d'une amélioration éventuelle des caractéristiques hydro-mécaniques.

Le matériau utilisé pour la reconstitution du massif est une kaolinite (Speswhite clay), disposée dans un conteneur cylindrique métallique de 894 mm de diamètre et de 315 mm de hauteur. Pour évaluer et comparer l'effet de l'électro-osmose, le massif de sol a été divisé en quatre secteurs égaux; deux dédiés à l'électro-osmose et les deux autres étant des secteurs neutres de référence. Le conteneur n'est pas isolé électriquement du matériau.

Dans les secteurs électro-osmosés les anodes (en laiton perforé) sont placées sur la périphérie du massif et électriquement isolées du conteneur métallique par une plaque en PVC. Un espacement les sépare pour permettre le dégagement des gaz (O_2) produits par électrolyse de l'eau. La cathode consiste en un tube crépiné enveloppé dans un géotextile pour filtrer l'eau issue du débit électro-osmotique et empêcher ainsi le mouvement de l'argile. La quantité d'eau expulsée est mesurée par un capteur de niveau (flotteur associé à un LVDT).

Les figures 1 et 2 présentent l'implantation des électrodes et l'instrumentation utilisée pour ces essais.

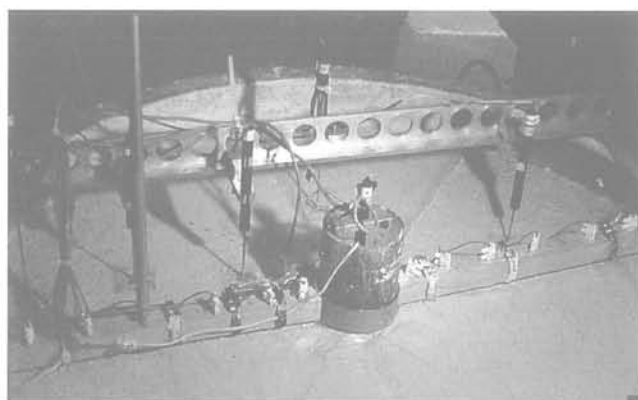


FIG. 1 Vue du massif instrumenté.
View of the experimental setup.

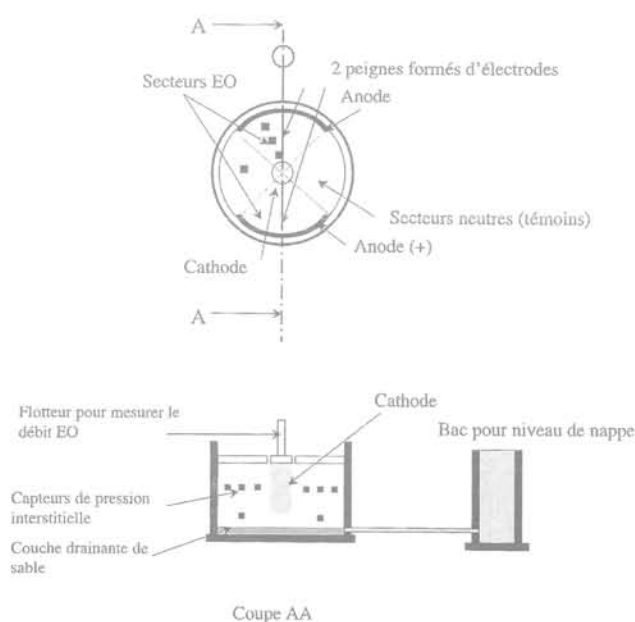


FIG. 2 Schéma simplifié du dispositif expérimental.
Simplified sketch of the experimental setup.

- Chaque secteur est instrumenté par :
- trois capteurs de tassement de sol (LVDT) placés en surface et à différents endroits du secteur (proche de l'anode, à mi-distance de l'anode et de la cathode et proche de la cathode);
 - quatre capteurs de pression interstitielle, placés à deux niveaux à l'intérieur du massif dont trois à la cote - 60 mm et un à la cote - 140 mm par rapport à la surface libre de l'argile. Ces cotes ont une incertitude de ± 10 mm (en raison des difficultés de mise en place des capteurs et des imprécisions sur les mesures des différentes épaisseurs (lit de sable, argile));
 - un « peigne » multi-électrodes métalliques introduit dans le massif pour mesurer localement la tension électrique.

En plus de ces mesures, un pénétromètre embarqué dans la nacelle permet de mesurer en vol la résistance de pointe et par corrélation la cohésion non drainée du sol (Garnier *et al.*, 1999).

Des profils de teneurs en eau massiques initiales et finales ont été déterminés par prélèvement.

On peut décrire schématiquement le déroulement de chaque essai de la façon suivante : une fois que le niveau d'accélération désiré est atteint, le processus de consolidation sous poids propre se poursuit pendant quelques heures en mesurant la dissipation des pressions interstitielles et les tassements de surface. Ensuite, la procédure d'électro-osmose proprement dite est démarrée par application du champ électrique.

3.2

Résultats et discussion

La variation du débit électro-osmotique enregistré à la cathode au début de l'essai 1 en fonction des champs électriques imposés est conforme à la loi de Casagrande, c'est-à-dire qu'à un niveau d'accélération donné, la masse d'eau recueillie par électro-osmose augmente avec la tension électrique appliquée (Fig. 3). Il est à noter que les changements de pente sur cette figure sont quasi instantanés (vitesse de scrutation de une acquisition par minute) et parfaitement corrélés aux changements de tension électrique appliquée.

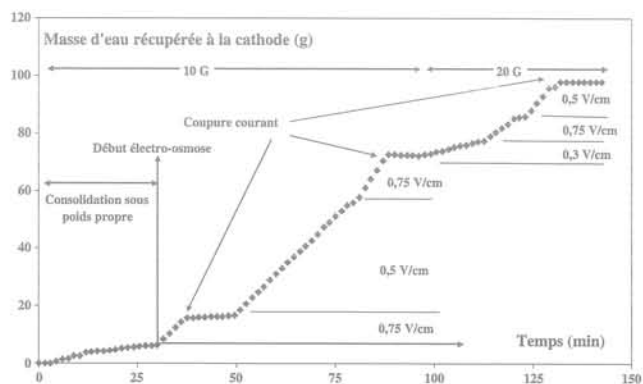


FIG. 3 Masse d'eau extraite à la cathode par électro-osmose à différents niveaux de G et de champ électrique imposés.

Water discharge by electro-osmosis vs time at different G-levels and imposed electric field.

Ces variations de la masse d'eau extraite ont permis, à chaque palier d'accélération, d'estimer le débit électro-osmotique à partir duquel on obtient le coefficient de perméabilité électro-osmotique moyen en fonction du niveau d'accélération imposé (Fig. 4). Les valeurs obtenues varient entre 3,3 et $7.10^{-9} \text{ m}^2/\text{Vs}$; elles demeurent cependant dans le même ordre de grandeur, tandis que l'accélération a été multipliée par 50. Elles sont très proches de la valeur moyenne proposée par Casagrande. En outre, il semblerait que ces valeurs augmentent avec ce niveau d'accélération (contrairement à la perméabilité hydraulique). Cette légère augmentation de k_e peut être expliquée par l'augmentation du potentiel ξ à l'échelle microscopique due aux rapprochements entre les particules d'argile sous l'effet de l'accélération. Olsen (1972) trouve des résultats similaires en cellule triaxiale, *i.e.* la perméabilité électro-osmotique tend à augmenter avec la « contrainte verticale » imposée.

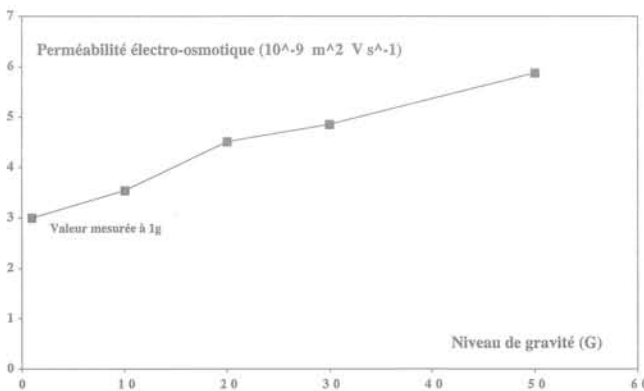


FIG. 4 Variation du coefficient de Casagrande (perméabilité électro-osmotique) en fonction du niveau de G imposé. Electro-osmotic permeability vs the imposed G-levels.

Les essais, réalisés selon la procédure du paragraphe 3.1, permettent d'étudier (Fig. 5) la variation de pression interstitielle enregistrée respectivement près de l'anode et de la cathode dans le secteur électro-osmosé et dans le secteur neutre. Ce secteur neutre est soumis à la centrifugation, mais pas au champ électrique, compte tenu du dispositif expérimental. Que l'on soit dans le secteur électro-osmosé ou dans le secteur neutre, on observe deux évolutions distinctes de la pression interstitielle.

1) Lors de la montée en accélération, les contraintes (et la pression interstitielle) augmentent dans le massif. L'eau ne peut pas s'évacuer immédiatement; il n'y a pratiquement pas de tassement, l'augmentation de la contrainte étant « reprise » uniquement par l'eau (processus classique de la consolidation). L'augmentation de la pression interstitielle est de 23 kPa, ce qui est du même ordre de grandeur que l'augmentation de contrainte totale liée à l'accélération. En effet, dans ce cas, on obtient, sous réserve de pouvoir appliquer la notion de contrainte effective, une valeur égale à : niveau d'accélération hauteur * poids volumique = $30 \times 0,06 \cdot 17 = 30 \text{ kPa} \pm 5 \text{ kPa}$. L'incertitude est liée au positionnement des capteurs de pression (et à la variation possible de position en cours d'essai) principalement.

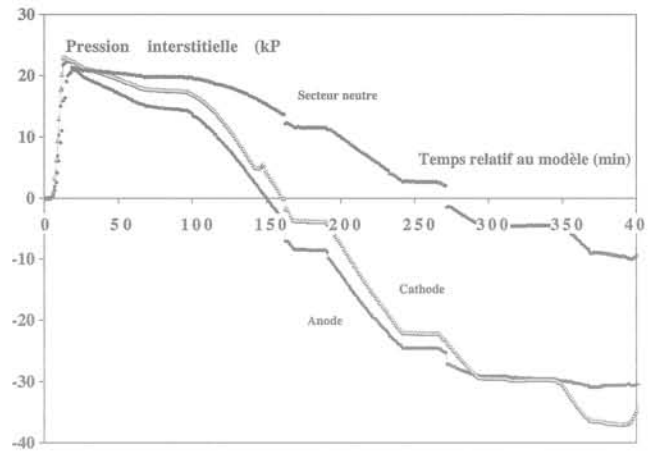


FIG. 5 Exemple de variation de la pression interstitielle à 30g dans les secteurs neutre et électro-osmosé; sondes de pression à une profondeur de 7 cm. Example of pore pressures variations at 30g in electro-osmosed and neutral sectors. Pore pressure transducers at a depth of 7 cm.

2) Une fois le palier d'accélération centrifuge atteint, la dissipation de la pression interstitielle se produit de manière plus ou moins importante, selon que l'on se trouve dans le secteur neutre ou électro-osmosé :

- dans le secteur neutre, on retrouve la consolidation classique des sols fins saturés sous l'effet d'un chargement (ici augmentation du poids). La valeur atteinte par la pression est donnée à l'équilibre : $\rho_w \cdot g \cdot z$ où ρ_w est la masse volumique de l'eau, g l'accélération et z la profondeur des sondes de pression. On obtient, dans ce cas, la valeur de 18 kPa ce qui est cohérent avec la valeur obtenue en fin d'essai dans le secteur neutre ;

- dans le secteur électro-osmosé : la dissipation est due à la fois à la consolidation et au champ électrique ; elle est donc plus importante que dans le cas précédent.

On constate que les courbes sont semblables près de l'anode et de la cathode. Dans la géométrie cylindrique (cas étudié ici), le gradient de potentiel électrique est plus fort à proximité de la cathode, comme le montre bien la figure 6. Étant donné que le débit électro-osmotique est proportionnel au champ électrique local, on peut imaginer que, par conséquence, il y a une dissipation importante de la pression dans cette zone (Esrig, 1968). On peut remarquer que les pressions interstitielles deviennent - sur la figure 5 - négatives. Cela est dû au fait que :

- les pressions mesurées sont des variations par rapport à l'état d'équilibre en début d'essai ;
- l'état initial de pression interstitielle (due au compactage) n'est pas connu.

Il est à signaler que les allures des courbes de tassement (Fig. 6) sont similaires à celles habituellement rencontrées dans l'étude des problèmes de consolidation en mécanique des sols. Elles montrent une évolution concomitante en cohérence avec celles des pressions de la figure 5. De surcroît, ces tassements sont plus importants dans le secteur électro-osmosé (notamment aux électrodes) que dans le secteur neutre.

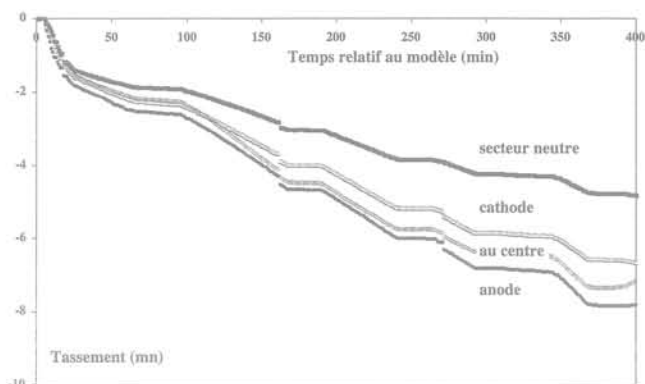


FIG. 6 Exemple de tassement au cours d'un essai d'électro-osmose.
Example of settlement.

L'évolution de la tension électrique est montrée sur la figure 7. Elle augmente au cours du temps suite probablement à la désaturation et l'assèchement progressif du sol. Il est tout à fait possible que ces mesures soient entachées de quelques erreurs dues à la tension de pile pouvant se superposer à la vraie valeur de tension suite à la corrosion des électrodes métalliques employées ; cette tension de pile est généralement de l'ordre de 1 V. Cependant, le profil théorique de la tension électrique donnée par la relation,

$$V(r) = (i/2 \kappa l) \ln (2r/D) \quad (8)$$

est en accord avec les mesures de tensions initiales, avec :

i la densité du courant électrique

κ la conductivité électrique

l la hauteur de l'électrode

D le diamètre de l'échantillon.

Afin de se rendre compte de l'efficacité du traitement par électro-osmose, nous avons effectué des mesures de teneur en eau au début et en fin d'expérience (donc sur le sol ayant subi à la fois un cycle à 30 g et un autre à 80 g), suivant des profils horizontaux dans le massif (Fig. 8). On constate que dans le secteur électro-osmosé la teneur en eau en fin d'expérience a diminué d'environ 28 % à l'anode, 12 % au centre et de 23 % à la cathode pour un temps de traitement proche de 400 minutes. Dans le secteur neutre, cette teneur en eau a chuté seulement de 7 %, sous l'effet de la seule consolidation. Proche de l'anode, non alimentée en eau, il y a une forte diminution de la teneur en eau. Des expériences similaires en laboratoire à 1 g montrent qu'il est tout à fait possible de diminuer la teneur en eau par électro-osmose dans le compartiment anodique jusqu'à la limite de plasticité du matériau (Beddiar *et al.*, 2002), donc on peut imaginer qu'en poursuivant l'essai on pourrait atteindre au moins cette limite. Il est important de rappeler que, dans un processus de consolidation électro-osmotique, le durcissement (ou la cimentation entre les grains du sol) à l'anode est la conséquence de : (i) la consolidation (au sens diminution de la teneur en eau) ; (ii) des modifications électrochimiques dans cette zone (baisse du pH) (Beddiar *et al.*, 2002). A la cathode, par contre, il semble que le durcissement soit dû à la forte densité de courant régnant dans cette zone. Enfin, si l'on se réfère aux travaux d'Esrig et Gemeinhardt (1967) et Bjerrum *et al.* (1967), ces modifications au niveau des électrodes produiraient des changements importants dans les limites d'Atterberg (ou de consistance) du matériau.

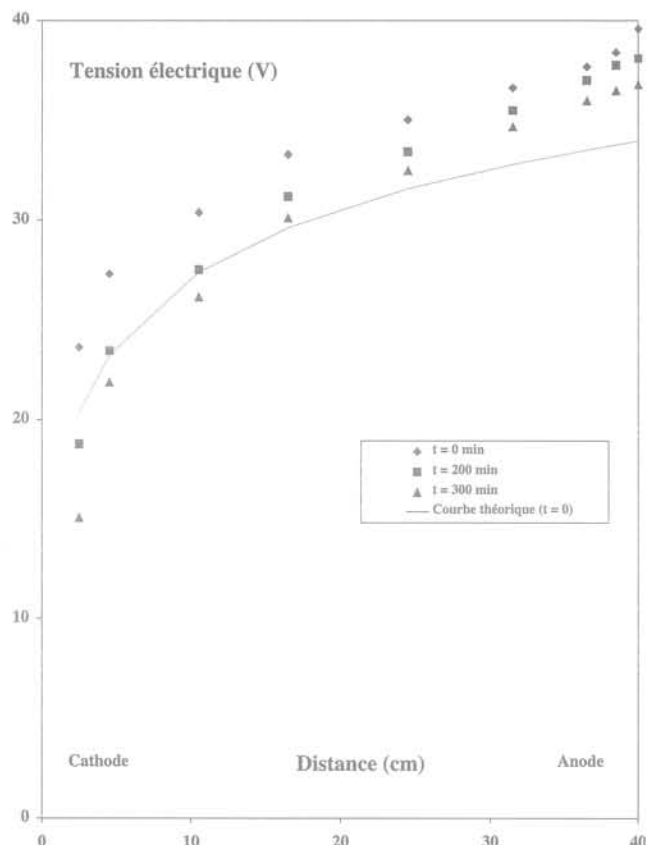


FIG. 7 Courbes de la tension électrique en fonction du temps à différents instants (champ électrique imposé = 1 V/cm).
Electric potential vs time et different G-levels (imposed electric field = 1 V/cm).

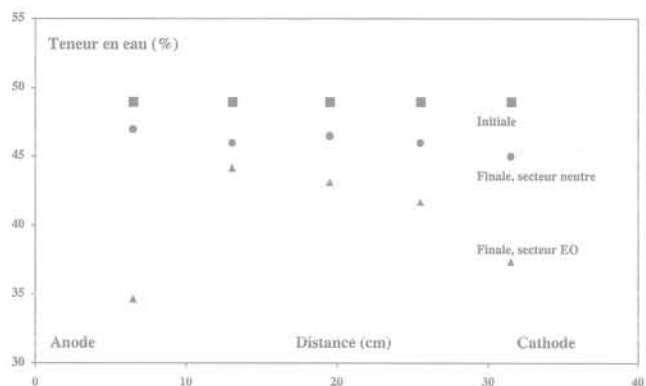


FIG. 8 Distribution de la teneur en eau massique.
Water content distribution.

Trois profils pénétrométriques ont été réalisés avant et après l'essai d'électro-osmose en centrifugeuse dans différents secteurs (au milieu de ces derniers). Ces mesures ne sont qu'indicatives, car le pénétromètre a été dimensionné pour caractériser des matériaux plus raides. On constate (Fig. 9) que dans le secteur électro-osmosé la cohésion non drainée du matériau a pratiquement doublé. Ceci confirme l'efficacité du traitement électro-osmotique, mais mériterait des mesures complémentaires afin de mieux caractériser l'amélioration des propriétés mécaniques des sols électro-osmosés.

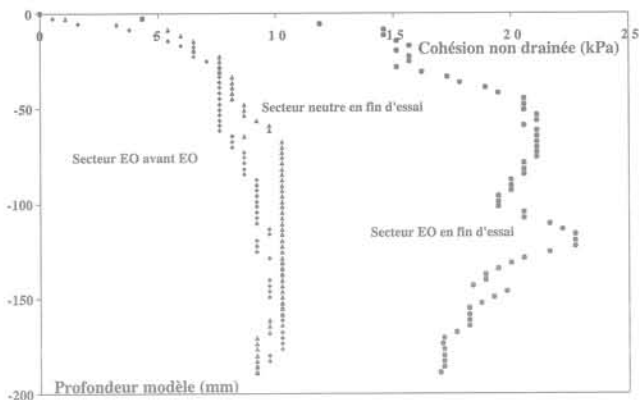


FIG. 9 Profil de la cohésion non drainée du matériau avant et après traitement par électro-osmose à 7 cm du bord extérieur. Undrained shear strength profiles in a soil sample before and after electroosmosis processing at 7 cm from the exterior boundary.

3.3

Conclusion partielle

Ces premiers essais d'électro-osmose en centrifugeuse ont été entrepris sans alimentation en eau à l'anode; les résultats obtenus permettent de dégager les conclusions suivantes:

- l'efficacité de l'électro-osmose en centrifugeuse est démontrée: son application à des essais particuliers peut être envisagée;
- nous n'avons pas remarqué de fissures pendant nos essais, contrairement à ce qui se passe *in situ* (Bjerrum *et al.*, 1967). Cela permettait de prolonger la durée des essais tout en travaillant sur un échantillon homogène et non fissuré;
- la loi de Casagrande (Fig. 4) est vérifiée à grande échelle, et le coefficient de Casagrande semble croître avec le niveau de G (doublement entre 1 g et 50 g), ce qui est conforme à des observations faites par Olsen (rapprochement à l'échelle microscopique des feuillettes d'argile);
- les différentes mesures réalisées (pression hydraulique, tassement, tension électrique, cohésion non drainée...) sont cohérentes et montrent l'intérêt d'utiliser l'électro-osmose en vue d'accélérer les processus de consolidation et d'assèchement des sols fins.

4

Essais comparatifs sur trois argiles

4.1

Dispositif expérimental et procédure d'essais

Les argiles utilisées sont: une illite, une bentonite et une kaolinite placées dans des conteneurs cylindriques (hauteur = 300 mm, diamètre = 280 mm) en polypropylène. Pour chaque matériau, un conteneur de référence (non électro osmosé a été ajouté). Ce matériau offre à la fois une bonne isolation électrique et une bonne résistance mécanique. Les figures 10 et 11 montrent le dispositif expérimental utilisé ainsi que la disposition de ces conteneurs.

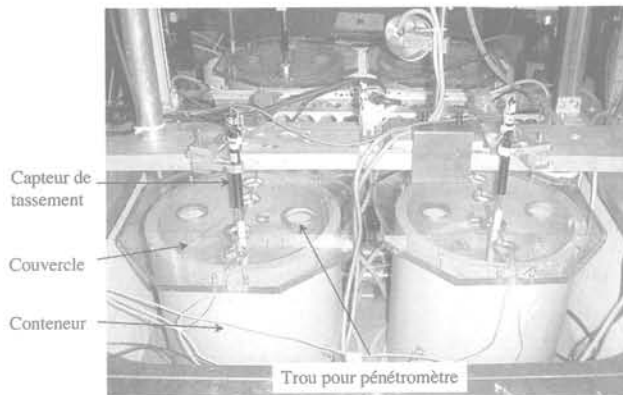


FIG. 10 Vue du dispositif expérimental. Experimental configuration.

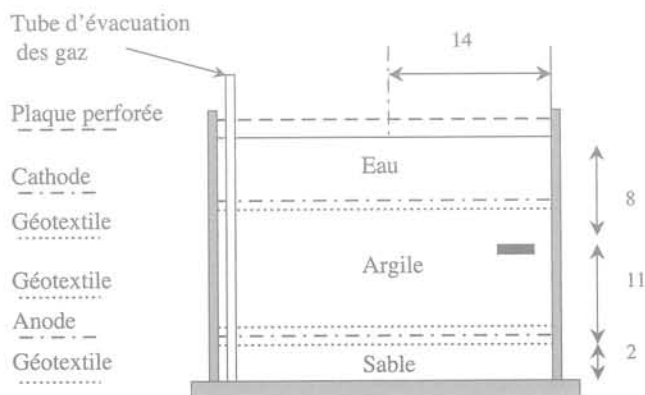


FIG. 11 Coupe d'un conteneur utilisé pour essais d'électro-osmose: le couvercle, équipé de réservations, permet la réalisation de profils pénétrométriques en vol. Elevation view of a container used for electroosmosis tests: the cover with holes allows to perform cone profiles during the flight.

Dans les conteneurs électro-osmosés, les électrodes sont en fibres de carbone, la cathode est placée dans la partie supérieure de l'échantillon et l'anode dans la partie inférieure. Ainsi, la force électro-osmotique (déplaçant l'eau vers la cathode) est opposée à la force centrifuge.

Le choix des électrodes en tissu de carbone a été retenu après plusieurs tests, notamment pour sa facilité de mise en œuvre. De plus, il s'avère bon conducteur électrique et ne se corrode pratiquement pas (Beddiar *et al.*, 2002).

Trois argiles ont été utilisées: kaolinite Speswhite (argile inactive chimiquement), illite (argile moyennement active) et une bentonite (argile active). Les échantillons ont été préparés en mélangeant les argiles sous forme de poudres à l'eau du robinet. Le tableau II résume les propriétés de ces argiles: la capacité d'échange cationique (CEC) a été déterminée par un essai au bleu de méthylène (Tran, 1977). La hauteur du sol dans chaque conteneur est de l'ordre de 180 mm.

L'essai a été réalisé à 80 g. Deux intensités électriques modérées ont été imposées: 200 mA et 300 mA, afin de minimiser à la fois les pertes de l'énergie électrique par effet Joule et les effets prononcés de l'électrolyse de l'eau (qui provoquent des modifications de

	Kaolinite	Illite	Bentonite
Teneur en eau massique initiale (%)	112	169	262
pH du sol initial	6	5,5	6
Cations échangeables	Na ⁺	Ca ²⁺	Ca ²⁺
CEC (meq/100 g)	5	45	87
Conductivité électrique initiale (mS/m)	66	65	6

pH) au niveau des électrodes. Afin d'éviter l'accumulation des gaz dégagés aux électrodes (O₂ à l'anode et H₂ à la cathode), un tube crépiné a été mis en place au niveau de chaque électrode. Une plaque de Plexiglas recouvre le modèle pour limiter l'évaporation et l'assèchement de la surface du massif du sol. Des réservations dans ce couvercle sont néanmoins prévues et autorisent la réalisation des essais pénétrométriques pendant la rotation.

Chaque échantillon a été instrumenté par un capteur de tassement (LVDT) isolé électriquement (tige du capteur en téflon) et une sonde de pression interstitielle ; cette sonde est placée dans le massif *via* un orifice situé à 11 cm de l'électrode inférieure. L'étanchéité est assurée par une presse-étoupe au passage du fil à travers la paroi. Le capteur lui-même peut éventuellement changer de cote sous l'effet du contraste de densité et de raideur du capteur et du sol.

Chaque échantillon est alimenté en permanence en eau à l'anode sous charge hydraulique constante (connexion à un récipient en Plexiglas). La procédure expérimentale suivie est la suivante : une fois le niveau d'accélération atteint (80 g), on laisse la consolidation se poursuivre pendant environ 3 heures (en toute rigueur, il aurait fallu attendre plus longtemps), mais pour des raisons de sécurité, l'essai s'est déroulé uniquement pendant la journée, ce qui a limité cette étape). Ensuite, on commence l'essai d'électro-osmose proprement-dit en appliquant 200 mA (50 V/m) pendant 2 heures et 300 mA (75 V/m) pendant environ 1 heure.

4.2

Résultats et discussions

La figure 12 montre une comparaison entre les tassements enregistrés dans les massifs de kaolinite neutres et électro-osmosés.

On peut constater une nette accélération du tassement dans le massif électro-osmosé par rapport au massif neutre. Ceci est d'autant plus important que l'intensité électrique est grande. De même, la figure 13 présente une comparaison entre les variations de pressions interstitielles (entre la valeur mesurée en vol et la valeur initiale prise avant l'essai) dans le secteur électro-osmosé et le secteur neutre. Il apparaît que cette pression se dissipe un peu plus rapidement dans le secteur concerné par l'électro-osmose, car la vitesse locale de l'eau se trouve nettement accélérée par le champ électrique. Les évolutions des tassements sont en accord avec les pressions interstitielles enregistrées. Nous avons obtenu un comportement similaire, mais moindre, dans les échantillons d'illite et de bentonite (Beddiar *et al.*, 2002).

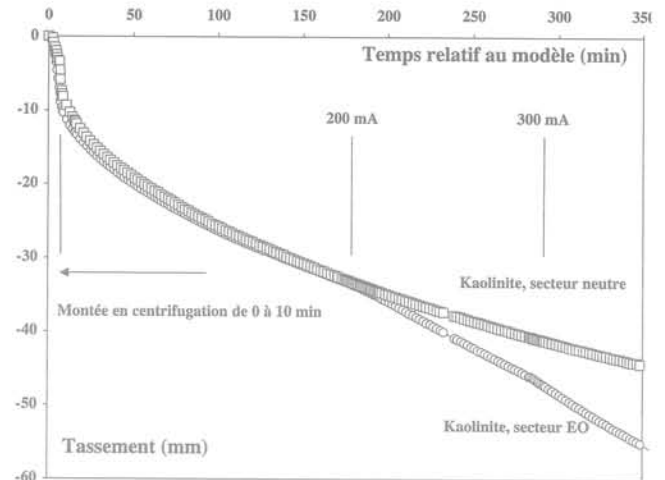


FIG. 12

Comparaison entre les tassements dans les massifs de kaolinite neutre et électro-osmosé à 80 g.

Comparison between settlements of neutral and electroosmosed kaolinite at 80g.

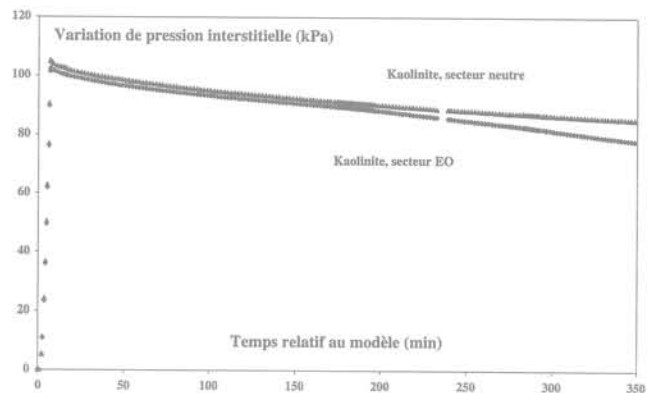


FIG. 13

Comparaison entre les variations de pressions interstitielles mesurées dans les massifs de kaolinite neutre et électro-osmosé à 80g.

Comparison between the variation of pore pressure in the neutral and electroosmosed kaolinite at 80g.

Afin d'illustrer l'influence de la nature de l'argile sur l'efficacité électro-osmotique, on montre, sur la figure 14, la comparaison entre les tassements relatifs (différence entre le tassement dans les massifs électro-osmosé et neutre) des trois argiles. Les tassements et, par voie de conséquence, l'efficacité électro-osmotique croissent dans l'ordre suivant : kaolinite, illite et bentonite. Ce résultat confirme les considérations thermodynamiques établies par Gray et Mitchell (1967), selon lesquelles l'électro-osmose diminue avec l'activité chimique de l'argile. En effet, selon ces auteurs, les particules d'une argile active (*i.e.* CEC grand), négativement chargées (dans des conditions habituelles notamment de pH) à l'échelle microscopique, attirent vers elles un maximum de cations et repoussent les anions disponibles dans la double couche électrique. Ceci diminue le potentiel ξ du milieu et donc l'écoulement électro-osmotique qui lui est proportionnel (cf. eq. 2).

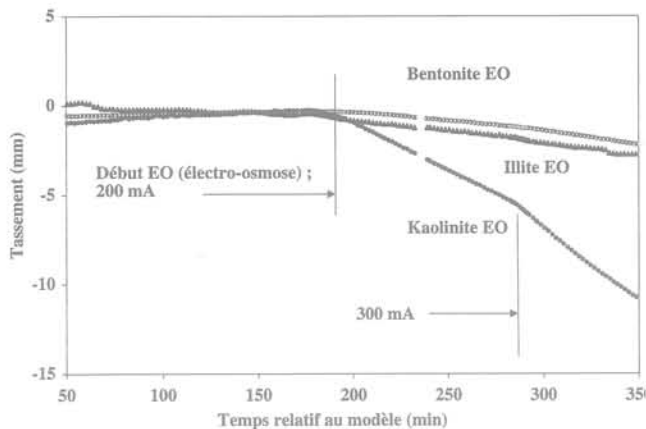


FIG. 14 Comparaison entre les tassements dans les différentes argiles électroosmosées à 80 g. Comparison between settlements of different clays at 80 g.

Les profils verticaux de teneur en eau, réalisés en fin d'essai dans les massifs neutre et électro-osmosé (Fig. 15), indiquent, par rapport aux valeurs initiales, une baisse de l'ordre de 10 % à l'anode dans le massif de bentonite électro-osmosé et de 20 % dans celui de kaolinite pour une « durée de vol » d'environ 3 heures. Cette baisse est moins significative en haut du massif (au voisinage de la cathode) que vers le bas (au voisinage de l'anode). Ceci est probablement dû aux deux facteurs suivants : (i) les pH élevés mesurés durant l'essai qui ont pour effet d'altérer la cohésion entre les particules dans cette zone (Esrig et Gemeinhardt, 1967) et (ii) la présence du surnageant durant l'essai dans la partie supérieure du massif. La baisse de conductivité électrique mesurée pendant l'essai confirme cette baisse de teneur en eau.

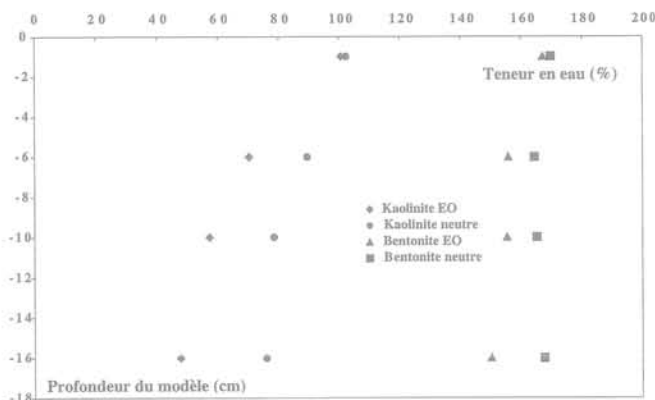


FIG. 15 Distribution de la teneur en eau massique des différentes argiles en fin d'essai. Water content distribution of clays at the end of the test.

4.3

Conclusion partielle

Différentes argiles ont été électro-osmosées pour étudier l'influence de la nature d'argile sur l'électro-osmose. Les résultats montrent qu'il est tout à fait possible d'accélérer de façon significative la consolidation des argiles saturées par champ électrique. Néanmoins,

pour obtenir des résultats satisfaisants, des précautions particulières doivent être prises en compte, parmi elles : (i) application de champs électriques modérés (de l'ordre du V/cm) pour limiter les effets Joule ; (ii) utilisation d'électrodes non polarisables (tissu de fibres de carbone par exemple) ; (iii) mise en place d'un système permettant aux gaz produits aux électrodes de s'échapper de façon à ne pas perturber l'essai.

Les résultats obtenus nous permettent de dire que :
 – l'électro-osmose fonctionne en centrifugeuse pour différents type d'argile et semble plus efficace, toutes quantités égales par ailleurs, dans les argiles peu actives chimiquement (CEC faible) ;
 – la force électrique reste supérieure à la force centrifuge et ceci bien que l'accélération ait été de 80 g et les gradients de potentiel faibles (inférieurs à 1 V/cm).

5

Conclusion et perspectives

Nous avons présenté et analysé les premiers résultats obtenus concernant l'étude du phénomène d'électro-osmose en centrifugeuse. Cette étude, s'inscrivant dans le cadre d'une campagne d'essais réalisée conjointement avec le LCPC de Nantes, a pour objectif principal de comprendre le comportement à grande échelle des sols soumis à un champ électrique.

Durant ces premiers essais, nous avons eu à résoudre un certain nombre de problèmes : (i) conception des électrodes ; (ii) mesure en vol du débit électro-osmotique ; (iii) isolation électrique de l'échantillon du reste du dispositif ; (iv) réalisation en vol d'essais pénétrométrique. Malgré ces difficultés, nos résultats montrent que l'électro-osmose est une technique alternative très intéressante pour assécher rapidement les sols fins et améliorer leurs propriétés mécaniques. Grâce à cette technique, on peut également accélérer la consolidation des argiles saturées. De ce fait, une baisse maîtrisée et localisée de teneur en eau d'une argile est tout à fait possible. Pour une diminution de teneur en eau plus homogène, on peut retenir la technique d'inversion du sens d'application du champ électrique (electrode reversal) (e.g. Lefebvre et Pavate, 1993).

Les lois de similitude, proposées dans cette communication, constituent une première étape afin de pouvoir décrire le comportement d'un ouvrage réel électro-osmosé à partir d'un modèle électro-osmosé centrifugé. Des essais en centrifugeuse, basés sur le principe de la modélisation à différentes échelles, prévus prochainement au LCPC, tenteront de valider ces lois de similitude dans le cas de la consolidation.

Outre les essais prévus pour étudier les lois d'échelle, des essais complémentaires d'électro-osmose sont prévus afin : (i) d'évaluer l'utilisation de l'électro-osmose et de l'électro-injection pour améliorer la capacité portante des pieux et (ii) d'étudier plus en détail la consolidation et, également, de voir l'influence des paramètres physico-chimiques sur l'efficacité électro-osmotique, le but étant d'optimiser l'ensemble des paramètres qui régissent ce phénomène en vue d'applications *in situ*.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier très vivement toute l'équipe technique de la centrifugeuse du LCPC pour leur aide et assistance.

- Acar Y.B., Gale R.J., Alshawabkeh A.N. – Principles of electrokinetic remediation. *Environ. Sci. Technol.*, 27, 13, 1993, p. 2638-2647.
- Beddiar K. – *Sur certains aspects des coupages dans les milieux poreux électrisés. Application à l'électro-osmose dans les argiles.* Thèse de l'École nationale des ponts et chaussées, 2001, 212 p.
- Beddiar K., Thorel L., Rault G., Berthaud Y. – Electro-osmosis on clay in 1D-centrifuge test. In *Physical Modelling in Geotechnics*. ICPMG02, Philipps and Popescu Eds., 2002, p. 337-342.
- Bjerrum L., Moum J., Eide O. – Application of electro-osmosis on a foundation problem in Norwegian quick clay. *Geotechnique*, 17, 3, 1967, p. 214-235.
- Bozozuk M., Labrecque A. – Downdrag measurements of 270-ft composites piles. *American Society for Testing and Materials*, Special Technical Publication n° 444, 1969, p. 15-40.
- Casagrande L. – Electro-osmosis in soils. *Geotechnique*, 1, 3, 1949, p. 159-177.
- Casagrande L. – Electro-osmosis stabilization of soils. *Journal of the BSCE*, 39, 1952, p. 51-83.
- Casagrande L. – Stabilization of soils by means of electro-osmosis: state of the art. *J. Boston Soc. Civ. Eng. Sect.*, ASCE, 69, 2, 1963, p. 255-561.
- Esrig M.I. – Pore pressures, consolidation and electrokinetics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*. Division ASCE, 94, SM4, 1968, p. 899-921.
- Esrig M.I., Gemeinhardt J.P. – Electrokinetic stabilization of an Illitic clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*. Division ASCE, 93, SM3, 1967, p. 234-245.
- Garnier J., Derkx F., Cottineau L.-M., Rault G. – Études géotechniques sur modèles centrifugés. Évolution des matériels et des techniques expérimentales. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 223, 1999, p. 27-50.
- Gray D.H., Mitchell J.K. – Fundamental aspects of electro-osmosis in soils. *J. of Soil Mech. and Found.* Division ASCE, 93, 1967, p. 209-236.
- Gray D.H. – Prevention of moisture rise in capillary systems by electrical short circuiting. *Nature*, 223, 1969, p. 371-374.
- Helmholtz H. – *Wiedemanns Annalen d. Physik*, vol. 7, 1879, p. 137.
- Lefebvre G., Pavate T.V. – A study of electro-osmotic consolidation of soft clays. *Proc. 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St Louis, Missouri, paper n° 7.44, 1993, p. 1131-1137.
- Lo K.Y., Incullet I.L., Ho K.S. – Electro-osmotic strengthening of soft sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 28, 1991, p. 62-73.
- Milligan V. – First application of electro-osmosis to improve friction pile capacity three decades later. *Proc. Instr. Engrs, Geotechnique*, 113, 1995, p. 112-116.
- Mitchell J. K. – *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons, 2nd ed., 1993.
- Olsen H.W. – Liquid movement through kaolinite under hydraulic, electric and osmotic gradients. *The Am. Ass. of Petr. Geo. Bull.*, 56, 1972, p. 2022-2028.
- Paillat T., Moreau E., Grimaud P.O., Touchard G. – Electrokinetic Phenomena in porous media applied to soil decontamination. *IEEE, Transactions on Dielectrics and Electrical Insulation*, 7, 5, 2000, p. 693-704.
- Phillips E. – De l'équilibre des solides élastiques. *CRAS*, 68, 1869.
- Reuss F.F. – *Sur un nouvel effet de l'électricité galvanique*. *Mémoire Soc. impériale nat. de Moscou*, 2, 1809, p. 327-337.
- Savvidou C. – *Effects of a heat source in saturated clay*. PhD Cambridge University, 1984, 147 p.
- Smoluchowski M. – *Handbuch der Electricität und des Magnetismus*. Barth, Leipzig, vol. II, 1921, 366 p.
- Soderman L.G., Milligan L. – Capacity of friction piles in varved clay increased by electro-osmosis. *Proc. 5th annu. Meet. Highw. Res.*, 1961, p. 589-599.
- Storeman O., Jonsson B. – Electro-osmosis: velocity profiles in different geometries with both temporal and spatial resolution. *J. Phy. Chem.*, 105, 23, 1966, p. 780-789.
- Thorel L., Noblet S., Garnier J., Bisson A. – Capillary rise and drainage flow through a centrifuged porous medium. *Proc. Int. Symp. Physical Modelling and Testing in Environmental Geotechnics*, La Baule, 15-17 mai 2000, p. 251-258.
- Tran N.L. – *Nouvel essai d'identification des sols: l'essai au bleu de méthylène*, *Bulletin de liaison des laboratoires du LCPC*, n° 88, 1977, p. 136-137.
- Yeung A.T. – Electrokinetic flow processes in porous media and their applications. In *Advances in Porous Media*, Corapcioglu ed. 2, 1994, p. 309-395.

GÉOLOGIE

Bases pour l'ingénieur

Aurèle PARRIAUX

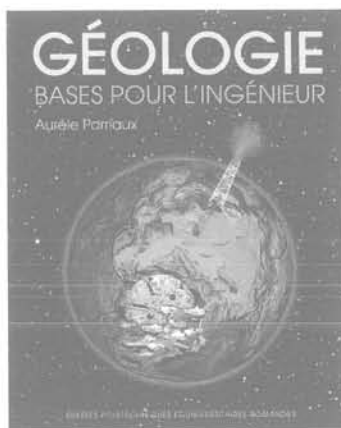
Professeur de géologie à l'École polytechnique fédérale de Lausanne

PRESSES POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRES ROMANDES

Note de lecture

La Terre, par-dessus ou par-dessous, est le théâtre de multiples phénomènes qui façonnent notre environnement et le font évoluer. Ce livre de géologie les présente dans leur diversité d'échelles d'espace et de temps. Il offre un aperçu exhaustif des méthodes et techniques de cette discipline, en étudiant la nature des principaux terrains meubles et roches ainsi que leurs propriétés. Il fait comprendre comment les conditions géologiques influencent les activités de l'ingénieur, et fait prendre conscience des richesses en ressources du sous-sol et de la manière de les gérer intelligemment.

Privilégiant une approche basée sur la résolution de problèmes, cet ouvrage de synthèse didactique s'adresse à un large public d'étudiants ingénieurs ainsi qu'aux praticiens du génie civil, de l'ingénierie de l'environnement, des sciences de la Terre et de l'architecture. Il sera utile à tous ceux pour qui la compréhension du milieu qu'ils transforment est fondamentale, afin de rendre leurs actions compatibles avec notre avenir. Un CD-Rom contenant la résolution des problèmes et permettant d'accéder à des animations qui montrent quelques facettes d'une Terre bien vivante complète l'ouvrage.



2006, 536 pages en couleur,
19 x 24 cm, broché
650 schémas et photographies
ISBN 2-88074-555-1

Commande :

- par téléphone : +41 - 21/693 41 31
- par fax : + 41 - 21/693 40 27
- par mail : ppur@epfl.ch
- par Internet: <http://www.ppur.org>

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Les articles adressés en soumission seront envoyés en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Isam SHAHROUR
Polytech' Lille
Cité scientifique
Bd Paul-Langevin
59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX

Françoise HOMAND
École de Géologie (ENSG)
BP 40
54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Denis FABRE
Chaire de géotechnique
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 03

Les textes seront composés sous Word, présentés en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Les *articles* (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; les *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, téléphone, fax et, le cas échéant, l'adresse électronique des auteurs.

Les résumés des contributions, ainsi qu'une liste de mots-clés (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas 200 mots.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les titres des figures devront être fournis en français et en *anglais*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin).

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation.

On utilisera les unités SI.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Kerisel J., Absi E., 2003), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Kerisel J., Absi E. – *Table de poussée et de butée des terres*. Presses des Ponts et Chaussées, 2003, 4^e éd.

Wastiaux M. *et al.* – « Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama ». *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

Après acceptation par le comité de lecture, en cas d'auteurs multiples, préciser lequel sera le relecteur des épreuves envoyées par la fabrication.

Un délai de 15 jours sera demandé pour le retour des épreuves, afin de ne pas retarder la sortie de la revue et, ainsi, de ne pas pénaliser les autres contributeurs.

