

FOREVER

**Synthèse des résultats et recommandations
du Projet national sur les micropieux**



Le code de la propriété intellectuelle du 1^{er} juillet 1992 interdit expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est généralisée, notamment dans l'enseignement, provoquant une baisse brutale des achats de livres, au point que la possibilité même pour les auteurs de créer des œuvres nouvelles et de les faire éditer correctement est aujourd'hui menacée.

En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans autorisation de l'auteur, de son éditeur ou du Centre français d'exploitation du droit de copie (CFC, 20 rue des Grands-Augustins, 75006 Paris).

© 2004

ISBN 2-85978-384-9

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

« S'il arrivait que l'on ne pût trouver le bon sol, et que le lieu ne fût composé que de terres rapportées ou marécageuses, il faudra ficher des pieux de bois d'aulne, d'olivier ou de chêne un peu brûlés que l'on enfoncera avec les machines, très près les uns des autres... »

VITRUVÉ
(ingénieur militaire et architecte romain,
I^{er} siècle avant J.-C.)

Sommaire

| | |
|--|------------|
| Préface | 7 |
| Introduction | 13 |
| Chapitre 1. Techniques | 17 |
| Chapitre 2. Comportement élémentaire des micropieux | 59 |
| Chapitre 3. Groupes de micropieux | 171 |
| Chapitre 4. Réseaux de micropieux | 241 |
| Chapitre 5. Comportement sismique des micropieux | 303 |
| Bibliographie | 331 |
| Table des matières | 341 |

Préface

Dans son traité sur la construction des ponts, paru en 1809 et préfacé joliment par son neveu Navier, l'inspecteur général des Ponts et Chaussées, Émiland-Marie Gauthey consacre un chapitre entier au « pilotage » qui commence ainsi :

« L'établissement d'un pilotis peut avoir pour objet, ou de consolider un terrain trop peu compact en le lardant de pieux placés très près les uns des autres, ce qui, resserrant ou rapprochant ses parties, tend à prévenir la compression qui pourrait s'y manifester sous le poids des constructions, ou d'aller chercher une couche solide, en traversant des couches de peu de consistance, et de faire porter artificiellement l'édifice sur une base qu'il aurait été trop difficile de mettre à découvert. [...] Les pieux de fondation, ajoute-t-il plus loin, sont presque toujours faits en chêne; la grosseur des pièces de chêne est ordinairement de 30 à 35 centimètres de diamètre moyen, sur 6 à 8 mètres de longueur. »

Sans conteste, Gauthey décrit ainsi des groupes de micropieux et évoque aussi la possibilité d'utiliser des pieux inclinés, surtout au pourtour de la fondation, pour éviter, dit-il, le déversement du pilotis. Il s'étend aussi longuement sur l'énergie utilisée qui était essentiellement humaine: « En réglant le travail des manœuvres employés au battage des pieux, on n'a pas à craindre de les fatiguer au-delà de leurs forces, et en les mettant à la tâche ou les animant par des gratifications, on pourrait en obtenir pendant quelque temps, si on le jugeait à propos, une plus grande quantité d'action. »

Ce type et ce mode de réalisation de fondation, très courant pendant des siècles, ont quasiment disparu avec l'apparition de l'énergie mécanique et des nouveaux matériaux, du béton en particulier.

Ce n'est qu'au début des années cinquante, que le docteur Fernando Lizzi, de Naples, a obtenu le premier brevet de mise en œuvre des micropieux modernes; il a,

depuis, multiplié leurs usages et a été impliqué dans nombre de projets les concernant, dans le monde entier.

En France, les micropieux sont principalement définis comme des pieux forés de diamètre inférieur à 250 mm, comportant des armatures centrales scellées dans un mortier ou un coulis de ciment. Du fait de leur grand élancement, ils travaillent essentiellement au frottement latéral et peu en pointe. Ils sont utilisés en groupes ou en réseaux, en groupes lorsqu'ils sont verticaux, en réseaux lorsqu'ils sont orientés et souvent croisés dans des directions différentes.

Le champ d'application des micropieux est très vaste: ils ont d'abord été utilisés en reprise en sous-œuvre de monuments anciens et de bâtiments existants, dans le cas d'extension ou de destination nouvelle par exemple, du fait des difficultés ou de l'impossibilité d'introduire des matériels de forage traditionnels dans les structures anciennes exigües ou de faible tirant d'air, parfois inférieur à 2,50 m. C'est ainsi que Lizzi et Kerisel ont proposé de résoudre les problèmes de fondation de la tour de Pise, pour citer un cas spectaculaire.

Le domaine d'application peut s'élargir aux fondations d'ouvrages neufs dans des cas de terrains difficiles; non seulement, ils reprennent les efforts de la structure à laquelle ils sont liaisonnés, mais, associés au sol avec lequel ils forment un matériau composite, ils jouent un rôle de renforcement de celui-ci.

Les micropieux sont également utilisés pour les stabilisations de pentes ou talus, les soutènements, les tunnels, la protection de structures enterrées, etc. Enfin, les réseaux ont des capacités de résistance aux actions sismiques ce qui peut conduire, dans certaines zones du globe, à un énorme champ d'application.

Lorsqu'il s'agit de techniques nouvelles, et avant même que ne s'élabore une théorie, un homme, imaginaire et observateur (dans le cas des micropieux, il s'agit incontestablement du docteur Lizzi), qu'il soit ingénieur-conseil ou fasse partie d'une entreprise, se livre à une expérimentation, avec l'accord d'un maître d'ouvrage et d'un maître d'œuvre compréhensifs et curieux, et développe son idée. Parfois, s'il s'agit d'une innovation majeure, il prend un brevet et en exploite la priorité. Mais vient le temps où l'intuition et l'expérience, même géniales, ne suffisent plus et où les projeteurs éprouvent le besoin d'utiliser des méthodes de calcul confirmées qui ne peuvent être obtenues que par des recherches approfondies, des études en laboratoires, des expérimentations en vraie grandeur et des instrumentations sur chantier menées de conserve par des scientifiques de haut niveau et des praticiens.

Cet enrichissement des connaissances est précisément l'objectif principal des projets nationaux, sélectionnés et aidés financièrement par la Direction de la recherche et des affaires scientifiques et techniques (DRAST) du ministère de

l'Équipement (dans le cadre du Plan génie civil, devenu récemment Réseau génie civil et urbain), et pilotés par l'Institut pour la recherche appliquée et l'expérimentation en génie civil (IREX). C'est donc dans ce cadre qu'a été sélectionné en tant que projet national, en 1993, le renforcement des sols par micropieux dont l'usage se répand rapidement dans le monde. L'acronyme, un peu ambitieux peut-être, de FOREVER lui a été donné, pour FOndateurs REnforcés VERTicalement.

Le président du projet national a été assisté par François Schlosser, directeur scientifique, et par Roger Frank, directeur technique; leur compétence est notoire et, pendant près de dix années, ils n'ont ménagé ni leur temps ni leurs efforts pour l'organisation des études et recherches et pour dégager, année après année, la synthèse des résultats obtenus qui font l'objet de cet ouvrage.

La première phase, dont l'originalité doit être soulignée, consiste à intéresser des partenaires qui non seulement participent au financement du projet, mais surtout apportent leur appui et leurs connaissances au cours des nombreuses réunions du comité scientifique et technique, mais aussi, pour un bon nombre d'entre eux, effectuent des prestations en nature, sous forme d'expérimentations, qu'ils financent directement, pour une part importante.

Ces partenaires représentent l'ensemble des acteurs de la construction, maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre, entreprises, ainsi que leurs appuis scientifiques, universités, écoles et laboratoires publics et privés.

Les partenaires de FOREVER ont été les suivants:

- *Maîtres d'ouvrage*

Direction des Routes (Setra), Cofiroute, RATP, SNCF, Federal Highway Administration (FHWA)

- *Maîtres d'œuvre et bureaux d'études*

Antea (BRGM), Bureau Veritas, Scetauroute, Socaso, Terrasol

- *Entreprises*

Bouygues, Campenon-Bernard (Vinci), Forézienne d'Entreprises (EIFFAGE), Ischebeck, Ménard Sol Traitement (Vinci), Solétanche-Bachy

- *Organismes de recherche*

CEBTP (Centre expérimental du bâtiment et des travaux publics), Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC).

- *Universités et écoles*

Cercso (ENPC), Cermes (ENPC-LCPC), Laboratoire de mécanique de Lille, Laboratoire 3S (université de Grenoble), Polytechnic University (New York), University of Canterbury (Nouvelle-Zélande).

La présence de partenaires étrangers et, en particulier, de l'administration américaine des routes (FHWA), est significative de l'intérêt porté par les scientifiques et praticiens du monde entier à la technique des micropieux, à ses applications et, plus généralement, à la démarche des projets nationaux français. On dénombre ainsi une trentaine de publications et une vingtaine de présentations orales sur FOREVER au cours de congrès internationaux, symposiums ou conférences. L'effervescence des milieux compétents autour de FOREVER est le premier résultat positif du projet et pourrait même justifier à elle seule les efforts financiers consentis.

Le budget total s'est élevé à 5 091 000 euros (HT) dont le financement a été assuré par l'État sous forme d'une participation égale à 15 % du montant total, soit 764 000 euros (HT), et par les partenaires, sous forme d'apports en nature pour 3 567 000 euros (HT) (dont 713 000 euros par la FHWA) et de cotisations pour 760 000 euros (HT).

Le projet national s'est déroulé sur près de neuf ans et plus de soixante-dix rapports (dont on trouvera la liste en annexe comportant le nom des auteurs et naturellement l'objet spécifique de chacun d'eux) ont été produits et pourront être consultés par les professionnels intéressés au centre de documentation du ministère de l'Équipement.

On mentionnera particulièrement « l'état de l'art », pris en charge, dès 1993, par la FHWA et qui a fait l'objet d'un rapport de plus de quatre cents pages en quatre volumes (Bruce et Juran, 1997), le premier sur le contexte général, les différents types de micropieux et les coûts (éléments rarement évoqués dans les rapports techniques européens), le second sur la conception et le troisième sur la mise en œuvre et les techniques d'essai. Quant au quatrième, il décrit en détail vingt cas, pour la plupart américains, de mise en œuvre de micropieux en analysant pour chacun d'eux, les contraintes qui ont conduit à l'adoption de ladite technique, qu'elles soient physiques, géologiques ou environnementales et qu'elles concernent des ouvrages existants ou des structures neuves.

Les autres rapports sont relatifs aux programmes de recherche de FOREVER, à proprement parler, en matière d'études théoriques, d'essais sur modèles réduits en centrifugeuse, chambres d'étalonnage et table vibrante, d'analyses et essais de chantiers, et d'examen du comportement des micropieux dans un site expérimental en vraie grandeur, réalisé au CEBTP, à Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

Enfin, au cours du développement du projet, six rapports, établis par François Schlosser et Roger Frank, constituent une synthèse ordonnée des résultats obtenus au cours de chacun des sous-programmes: ils rythment l'avancement des études et recherches en les recadrant selon trois thèmes majeurs, comportement élémen-

taire du micropieu isolé, comportement des groupes et comportement des réseaux de micropieux.

Ainsi, les individus ou les équipes qui ont participé au projet ont fait preuve d'une compétence et d'une persévérance exceptionnelles, et il me revient de les en remercier et de les féliciter. Je tiens à mentionner, tout particulièrement, le comité de rédaction du rapport de synthèse que constitue le présent document. Si, avec le colloque du 24 septembre 2002, il clôture le projet national, il n'a pas la prétention d'apporter des solutions définitives, pour toujours, « for ever », aux concepteurs et aux entrepreneurs confrontés aux problèmes de renforcement des bâtiments ou d'ouvrages, de fondations en terrains difficiles, de stabilisation de talus ou de résistance aux séismes. Mais il ne fait aucun doute qu'il sera consulté dans de nombreuses situations et si, comme dans toute œuvre de longue haleine, les intervenants et rédacteurs ont parfois connu des frustrations et des regrets, leur ouvrage restera une référence incontournable et témoignera de l'intérêt exceptionnel du concept même de projet national.

Henri CYNÀ

Président du Projet national FOREVER

Introduction

Le projet national FOREVER, opération du Réseau génie civil et urbain, s'est déroulé de 1993 à 2001 et son objectif a été de promouvoir l'utilisation des micropieux, notamment en groupes et réseaux, en établissant des bases expérimentales et théoriques adaptées à leurs spécificités.

L'utilisation des micropieux est devenue classique pour les reprises en sous-œuvre, surtout à cause de leur facilité d'exécution dans des conditions souvent difficiles. Leur utilisation pour des fondations de travaux neufs était en revanche beaucoup plus rare, de même que pour certains ouvrages géotechniques (soutènements, stabilisations de pentes).

Les travaux de recherche du projet national Forever ont été réalisés par un groupement de maîtres d'ouvrage, de maîtres d'œuvre, de bureaux d'études, d'entreprises, d'organismes de recherche, d'universités et d'écoles sous l'égide de l'Institut pour la recherche et l'expérimentation en génie civil (IREX) avec la participation financière du ministère français chargé de l'Équipement (Direction de la recherche et des affaires scientifiques et techniques, Plan génie civil) et de la *Federal Highway Administration* (FHWA) des États-Unis.

Les partenaires et membres du projet national, qui ont financé les études et recherches, sont :

Antea (BRGM), Bouygues, Bureau Veritas, Campenon-Bernard (Vinci), CEBTP, Cercso (ENPC), Cermes (ENPC-LCPC), Cofiroute, FHWA, Forézienne d'Entreprises (Eiffage), Ischebeck, Laboratoire de mécanique de Lille, Laboratoire 3S (Grenoble), LCPC, Ménard Sol Traitement (Vinci), Polytechnic University (New York), RATP, Scetauroute, Setra, SNCF, Socaso, Solétanche-Bachy, Terrasol, University of Canterbury (Christchurch).

Le projet national Forever a été présidé par H. Cyna. La direction scientifique du projet a été assurée par F. Schlosser, assisté par R. Frank, directeur technique, C. Plumelle et P. Unterreiner.

Un comité scientifique a été chargé de programmer et de suivre les travaux de recherche. Il était présidé par F. SCHLOSSER et composé de :

F. ALTMAYER (Bureau Veritas), F. BAGUELIN (Terrasol), S. BOREL et J. GARNIER (LCPC), P. DE BUHAN (Cercso-ENPC), J. BOUCHAIN (RATP), M. BOULON et P. FORAY (Laboratoire 3 secondes), J. CANOU et R. FRANK (Cermes/ENPC-LCPC), P. GANGNEUX (CEBTP), N. GOULESCO (Bouygues), J.-P. GIGAN (LREP), P. HABIB et G. RAILLARD (Solétanche-Bachy), I. JURAN (Polytechnic University), J.-L. LEDOUX (LCPC de Bordeaux), P. LIAUSU (Ménard Sol Traitement), C. MAUREL (Setra), H. MODARESSI (BRGM), A. MORBOIS (Scetauroute), C. PLUMELLE (CNAM), I. SHAHROUR (Laboratoire de mécanique de Lille), P. UNTERREINER (DDE de la Manche), P. VEZOLE (Forézienne d'Entreprises).

Le présent document a été élaboré par un comité de rédaction, composé de :

H. CYNA, F. SCHLOSSER, R. FRANK, C. PLUMELLE, R. ESTEPHAN, F. ALTMAYER, N. GOULESCO, I. JURAN, C. MAUREL, I. SHAHROUR et P. VEZOLE.

Il a été jugé intéressant de commencer par un chapitre sur les techniques d'exécution des micropieux (chapitre 1). En effet, l'exécution des micropieux, qui est un paramètre fondamental, a fait l'objet de nombreuses discussions entre les membres du projet national Forever.

Les trois chapitres centraux (2, 3 et 4) recouvrent les trois thèmes principaux étudiés lors du déroulement du projet national Forever, à savoir :

- le comportement élémentaire des micropieux (chapitre 2) ;
- les groupes de micropieux (chapitre 3) ;
- les réseaux de micropieux (chapitre 4).

Enfin, il est apparu nécessaire et utile de bien identifier dans un chapitre séparé (chapitre 5) les aspects sismiques, compte tenu du potentiel présenté par les micropieux dans ce domaine.

Dans chacun de ces chapitres, les rédacteurs se sont attachés à dégager des recommandations utiles pour les chercheurs et les praticiens.

L'idée initiale du projet national Forever résulte de discussions avec le D^f Lizzi, le promoteur des micropieux, *pali radice* en Italie, dès la fin des années soixante-dix.

Au début du projet national, les recherches ont été principalement centrées sur le site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse, constitué d'un grand massif de sable de Fontainebleau rapporté et compacté de façon homogène. Il avait en effet

été souhaité d'étudier d'emblée les micropieux en vraie grandeur, conformément à l'orientation habituelle des projets nationaux de géotechnique. De nombreux essais ont été réalisés sur ce site, sur des groupes ou des réseaux simples (chevalets de micropieux), mais il n'a malheureusement pas été possible de faire varier les nombreux paramètres, et tout d'abord la nature et la densité du sol!

Les nombreux résultats expérimentaux obtenus doivent également beaucoup aux études en modèles réduits réalisés en centrifugeuse et dans des chambres d'éta-lonnage. Il faut cependant signaler la limitation de l'ensemble de cette recherche expérimentale, qui n'a été effectuée que sur du sable. Le projet comptait beaucoup sur des essais en vraie grandeur réalisés à l'occasion de chantiers d'ouvrages. Malheureusement, peu de cas d'étude se sont présentés pendant la durée du projet.

Les recherches touchant au comportement élémentaire des micropieux (chapitre 2) ont abordé de nombreux aspects qui constituent les notions de base indispensables à la conception de fondations en micropieux (chargements axial et transversal, flambement, chargement cyclique, etc.). Les résultats sont sans doute partiels sur la question centrale des groupes et des réseaux, mais un ensemble conséquent de résultats a été obtenu sur des aspects très variés.

Le futur montrera que beaucoup de pistes ont été ouvertes. On en veut pour preuve l'engouement suscité à l'étranger par les communications écrites ou orales sur le projet national Forever. On peut même noter qu'il est à l'origine du forum « International Workshop on Micropiles » (IWM) qui réunit régulièrement, depuis 1997, des chercheurs et praticiens d'Amérique du Nord, du Japon et d'Europe ayant en commun cet intérêt pour les micropieux et souhaitant promouvoir leur utilisation dans de nombreux aspects du génie civil.

Techniques

1.1. INTRODUCTION

La panoplie des technologies disponibles pour réaliser des micropieux est très vaste, et les descriptions fournies par le présent chapitre ne sauraient prétendre à un caractère exhaustif, même si elles envisagent des solutions qui ne sont pas courantes.

Le choix retenu est une présentation séparée des méthodes d'insertion ou de réalisation des micropieux dans le sol, des méthodes de scellement, des types d'armatures métalliques, des liaisons entre micropieu et structure, et des accessoires. La plupart des micropieux associent des éléments pris dans chacun de ces paragraphes de présentation, mais certains n'utilisent aucun élément d'un paragraphe donné (par exemple des micropieux mis en place par battage ou fonçage ne comportent que peu souvent de scellement), et des éléments pris dans deux paragraphes ne sont pas forcément compatibles.

Le choix d'une solution relève de nombreux critères :

- conditions géotechniques ;
- conditions hydrogéologiques ;
- accessibilité des machines et autres conditions environnementales ;
- cadences de production et linéaire à réaliser ;

- performances mécaniques des micropieux ;
- économie globale du projet ;
- « robustesse » de la technologie en cas de rencontre de difficultés ;
- éventualité de conséquences sur l'environnement ;
- disponibilité du matériel et des fournitures ;
- etc.

La meilleure solution est un compromis, ce n'est pas nécessairement celle qui conduit au moindre linéaire total de micropieux.

Plusieurs normes et règlements traitent des micropieux, par exemple :

- NF P 11-212 (DTU 13.2) ;
- CCTG, fascicule 62-titre V ;
- NF P 94-313 EN 14199 ;
- TC 288 WI 008, en préparation.

On y trouve des classifications (par exemple types I, II, III ou IV du DTU) qui ne coïncident pas nécessairement avec certains développements du présent chapitre ; toutefois, ces défauts de coïncidence n'ont guère de conséquence qu'à propos de la prévision initiale de résistance en frottement latéral, l'expérience montrant l'intérêt de procéder à des essais pour déterminer ce paramètre (optimisation des projets sans concession sur la sécurité des ouvrages : meilleures performances souvent disponibles en réalité, et dans quelques cas, heureusement rares, constat de performances bien inférieures aux prévisions par abaqes).

La classification formalisée par le DTU 13.2 peut être rappelée :

- *Micropieux de type I* : le micropieu de type I est un pieu foré tubé de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au tube plongeur. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au-dessus du mortier mis sous pression. Le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier.
- *Micropieux de type II* : le micropieu type II est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité, ou sous une très faible pression, au moyen d'un tube plongeur.
- *Micropieux de type III* : le micropieu type III est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire (IGU).

- *Micropieux de type IV*: le micropieu type IV est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection, à l'aide d'un obturateur simple ou double, d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS).

Le projet de norme européenne (TC 288 WI 008) relative à l'exécution des micropieux considère que l'on a affaire à des micropieux lorsque le diamètre extérieur est inférieur à 300 mm lorsqu'ils sont forés, et à 150 mm lorsqu'ils sont mis en place avec refoulement du sol, tandis que les documents français placent la limite à 250 mm, quelle que soit la technologie.

1.2. MÉTHODES D'INSERTION DANS LE SOL

La méthode mise en œuvre pour réaliser un micropieu dans le sol conditionne l'état du sol le long de l'interface et au voisinage du micropieu, et joue donc un rôle important sur les performances disponibles en termes de frottement latéral limite.

1.2.1. Forage préalable avec enlèvement de matière par un outil de coupe

1.2.1.1. Outils de coupe

La fonction de l'outil de coupe est de déstructurer le sol à la base du forage en cours de réalisation, le transformant en *cuttings* qu'il reste ensuite à ramener à la surface (ou à refouler latéralement).

Un *taillant bicône ou tricône* comporte des molettes; il est entraîné en rotation avec application simultanée d'une force d'appui axiale. Il est utilisé avec, pour fluide de forage, de l'eau ou de la boue. Il permet de forer tous les terrains, mais son rendement peut être médiocre dans des roches résistantes, surtout si l'on ne dispose que d'une force d'appui modeste, comme ce peut être le cas avec des machines de petite taille utilisées pour des reprises en sous-œuvre.

Les *taillants* comportant des pales (*bipale* ou *tripale*) sont eux aussi entraînés en rotation avec application simultanée d'une force d'appui; ils sont généralement associés à l'air comme fluide de forage, et utilisés dans des formations argileuses ou limoneuses, voire dans des roches très tendres (craies, marnes).

D'autres taillants se voient appliquer, en complément de l'appui et de la rotation, des frappes (percussion): *taillants simples à boutons*, *taillants simples à plaquet-*

tes, taillants associés à un réaléiseur excentrique (exemple de la méthode ODEX) ou à un réaléiseur annulaire sur tubage (exemple de la méthode OD). En général, les boutons et plaquettes sont des inserts de très grande dureté (acier au tungstène). Le fluide de forage est généralement de l'air.



Figure 1.1. Taillant tricône.



Figure 1.2. Taillants tripales.



Figure 1.3. Taillant ODEX.

1.2.1.2. Entraînement de l'outil

La force d'appui axiale est exercée depuis la tête du forage par l'intermédiaire du train de tiges. La rotation de l'outil résulte elle aussi de l'application d'un couple en tête du train de tiges.

La frappe peut être assurée par un marteau « hors du trou », transmise par le train de tiges. Elle peut aussi être exercée directement sur l'outil par un marteau « fond de trou ». Le marteau fond de trou offre *a priori* un meilleur rendement énergétique (surtout pour des forages profonds) et sollicite beaucoup moins le train de tiges ; il est utilisé pour les gros diamètres de forages, le marteau hors du trou étant préféré pour les petits diamètres.



Figure 1.4. Marteaux « fond de trou ».

L'air comprimé ou l'hydraulique entraînent les rotatives, la force d'appui et les marteaux hors du trou; les marteaux fond de trou sont généralement actionnés par air comprimé.

1.2.1.3. Stabilité des parois du forage

La cohésion du sol traversé peut être suffisante pour que les parois du forage soient autostables. Mais l'autostabilité ne dépend pas que des caractéristiques des sols et du diamètre du forage; en tête du forage, les charges exercées par l'appui des machines interviennent; en partie courante du forage, les conditions d'hydraulique souterraine jouent un rôle essentiel. Le matériel utilisé pour le forage peut solliciter ses parois (vibration et rotation des tiges).

Il convient de faire preuve de discernement pour interpréter les informations géotechniques; on peut prendre quelques exemples:

- dans un banc, argileux ou marneux, au sein duquel des piézomètres ont mis en évidence la présence d'une nappe, les parois des forages peuvent très bien être autostables, si la perméabilité est très faible (un forage à l'air est susceptible de faire évaporer plus d'eau que le matériau ne peut en amener);
- un banc, qualifié de limon sableux après examen des *cuttings* remontés par des sondages destructifs ou à la tarière, peut en réalité être constitué de lits superposés de limon et de sable, dont le comportement sera notablement différent de celui du mélange (surtout en présence d'eau lors d'un forage à l'air);
- des tubes piézométriques crépinés sur des zones mal choisies peuvent sembler indiquer un niveau de nappe dénué de tout réalisme, dans le cas par exemple où une nappe artésienne alimente le tube par la base avec un rejet au-dessus de la couche étanche traversée (et d'une manière générale en présence de gradients).

Le forage à l'air sans tubage n'est viable que si les parois du forage sont autostables. En effet, la surpression de l'air dans le forage contribue à la stabilité, mais seulement pendant l'injection d'air, opération suspendue au moins à chaque changement de tige ou lorsqu'on ressort l'outillage; les variations cycliques de pression de l'air sont même susceptibles de favoriser des instabilités, ou de les amplifier, comme dans le cas d'intercalaires sableux saturés.

Un inconvénient de l'air comme fluide de forage est sa compressibilité, qui lui permet d'accumuler de l'énergie: comme il est par ailleurs très fluide, il est susceptible de pénétrer le long d'interfaces ou de fissures, et de constituer des vérins dévastateurs. Le savoir-faire du foreur est primordial: il doit savoir limiter la pression au passage d'une dalle, et surtout prévenir la formation de bouchons le long du forage.

Si de l'eau s'écoule depuis le terrain vers le forage, elle entraîne les particules de sol et les parois du forage deviennent instables. Les principaux moyens de prévenir cette instabilité sont : le *forage à l'eau*, le *forage à la boue* et le *tubage*.

Dans le cas du *forage à l'eau*, un débit d'eau est injecté au niveau de l'outil de coupe et l'eau remonte le long du forage entraînant les *cuttings*. Dans le cas d'une nappe hydrostatique, la pression de l'eau dans le forage est supérieure à la pression interstitielle initiale des terrains traversés, et l'écoulement a lieu depuis le forage vers le terrain, le gradient jouant un rôle stabilisateur. Le forage à l'eau est généralement économique et efficace. Il a pour inconvénients de favoriser la détente des contraintes effectives des sols fins au voisinage des parois du forage, et de générer des dépôts de fines sur les parois dans les sols les plus perméables que traverse le forage, phénomènes qui sont défavorables à l'obtention d'un frottement latéral limite élevé. Lorsque la perméabilité d'une couche est trop grande, ou lorsque le forage traverse un vide, naturel ou artificiel, l'eau est susceptible de s'y échapper (même sous un fort débit d'alimentation) et de ne plus assurer sa fonction de stabilisation des parois.

Dans le cas du *forage à la boue*, les phénomènes sont analogues à ceux du forage à l'eau. Les dépôts sur les parois forment un « cake » qui améliore les conditions de stabilité car la perte de charge est localisée dans ce cake. Cette méthode peut être adaptée jusqu'à des perméabilités plus fortes que celles qui limitent le recours à l'eau, mais a tendance à diminuer le frottement latéral limite. Elle est plus ou moins coûteuse selon les soins apportés au recyclage de la boue. Elle est particulièrement utile pour forer dans des sols qui sont le siège d'une nappe artésienne, le réglage de la densité de la boue permettant d'assurer une contre-pression suffisante. Elle est également intéressante dans le cas des forages très profonds, la viscosité de la boue facilitant le transport des *cuttings*.

Dans certains cas, notamment celui des sols peu cohérents et en l'absence d'eaux souterraines, la stabilité des parois dans le forage à l'air peut être grandement améliorée par l'utilisation de *mousses de polymères* que la surpression d'air plaque contre les parois et fait pénétrer dans le sol, agglomérant ainsi les grains tout en créant une zone très peu perméable à l'air.

Le *tubage* est un autre moyen d'assurer la stabilité des parois du forage ; il est généralement associé au forage à l'air dans la pratique.

En fonction de la nature des sols traversés, plusieurs modes d'entraînement du tube peuvent être envisagés :

– entraînement en rotation et appui depuis la tête du forage, en même temps que le *taillant pilote* fore selon un diamètre inférieur au diamètre intérieur du tube ; le tube doit alors réaléser lui même le trou, comme dans la « méthode OD » ;

- entraînement en rotation et appui par le marteau fond de trou, l'outil de forage étant constitué d'un pilote et d'un *excentrique réaléreur* rétractable comme dans la méthode ODEX;
- entraînement indépendamment du taillant, par un batteur annulaire en tête, le taillant étant équipé d'un excentrique réaléreur;
- etc.

Outre la fonction de stabilisation des parois, le tubage limite l'apport d'air dans le terrain environnant pendant le forage. Il facilite en outre la collecte des *cuttings* et des poussières dans des environnements « sensibles », ainsi que l'insertion de l'équipement du micropieu.

Dans les reprises en sous-œuvre, il arrive d'avoir à exécuter des forages à partir d'un radier soumis à une sous-pression hydrostatique. De tels forages ne présentent pas de difficultés particulières lorsque les sols sont assez cohérents et assez imperméables pour qu'il n'y ait pas d'arrivée d'eau entraînant des particules de sol. Mais ce n'est pas souvent le cas, car même si les sols sont de faible perméabilité, les constructeurs du radier ont souvent disposé un tapis de collecte des eaux pour prévenir le délavage du béton frais. On utilise alors un *sas*, permettant de limiter les transports solides à des volumes acceptables, et on fore préférentiellement en refoulant les sols sans les extraire, ainsi qu'en utilisant si nécessaire des tiges cylindriques (sans méplat au voisinage des jonctions) autour desquelles l'étanchéité est assurée au moyen d'un presse-étoupe.

1.2.1.4. Autres procédés

Dans des contextes géotechniques qui garantissent l'autostabilité des parois du forage, on peut utiliser une tarière classique. Les longueurs de forage sont alors généralement limitées, mais les rendements peuvent être excellents. Le principe de la tarière continue peut être adapté aux micropieux.

1.2.2. Forage préalable avec enlèvement de matière sans outil de coupe

Le principe est le suivant: un tube est foncé dans le sol; le sol est déstructuré à la base du tube par lancement d'eau et remonte le long du tube, entraîné par l'eau. Ce procédé n'est pas utilisable avec des sols présentant un trop fort diamètre maximal des grains D_{max} .

Une variante consiste, dans le cas des sols relativement fins et peu cohérents, à utiliser un deuxième tube coaxial permettant d'accompagner l'enfoncement par un jet d'air annulaire entraînant les *cuttings* le long du tube central.

Les domaines d'application de ces procédés sont évidemment très limités, mais, lorsqu'ils sont adaptés, ils sont particulièrement économiques.

1.2.3. Forage préalable sans enlèvement de matière (avec refoulement du sol)

Un *perforateur*, d'un type utilisé ordinairement pour la pose de canalisations sans tranchée dans un sol meuble, peut être utilisé pour l'installation de micropieux dans des formations pas trop résistantes. Lors des expérimentations réalisées dans le cadre de Forever sur le site de Saint-Rémy, de tels micropieux ont été réalisés et soumis à des essais; il s'agissait des micropieux « R-Sol ». Ce procédé avec refoulement de sol est généralement, mais pas nécessairement, associé à une méthode spécifique de scellement.

Une variante consiste à foncer, vibrofoncer ou battre un tube équipé d'une pointe perdue. Le tube est ensuite retiré après équipement et injection du coulis de gaine, de mortier, ou de béton.

1.2.4. Forage utilisant l'armature comme train de tiges

1.2.4.1. Armature enfoncée dans le sol (avec refoulement du sol)

Il s'agit le plus souvent de tubes ou de profilés métalliques, ou bien d'éléments cylindriques de section circulaire ou carrée en béton armé. Les procédés d'insertion dans le sol sont les suivants:

- vérinage (ou fonçage);
- battage;
- vibrofonçage;
- procédés pyrotechniques ou propulsion par air comprimé (peu courants).

Dans tous les cas, il peut y avoir ou non un scellement ultérieur au terrain, par la base ou par plusieurs points d'injection. Les trois premiers procédés peuvent s'accompagner de lançage de coulis de ciment, ou d'eau (dans ce cas on procède à une injection de coulis après enfoncement du tube). On peut également équiper l'armature d'un sabot de plus grand maître-couple, dans la « trace » duquel on procède à une injection de mortier au fur et à mesure de l'enfoncement.

1.2.4.2. Armature « autoforeuse »

L'armature autoforeuse d'un micropieu est tubulaire. Elle est en général constituée d'éléments permettant un rabouillage aisé et est équipée à la base d'un taillant perdu. Le taillant est adapté aux caractéristiques des sols à traverser: ce peut être une simple tôle verticale, un taillant à boutons ou à plaquettes, un bicône ou tricône en acier ordinaire, un taillant de géométrie analogue à celle d'un carottier,

ou bien un taillant « normal » (carbure de tungstène) s'il faut traverser des roches ou des galets sur une épaisseur incompatible avec la résistance à l'usure des outils en acier ordinaire (il est alors judicieux du point de vue économique d'utiliser des taillants quelque peu usagés).

L'entraînement (rotation et appui, ou rotation, frappe et appui) a lieu depuis la tête du forage. Un fluide est injecté au voisinage du taillant, le plus souvent constitué d'air ou de coulis de ciment, parfois d'eau ou de boue. On peut également utiliser un coulis en jet très fin sous forte pression, du type jet-grouting (« mini-jet »).

Ces micropieux présentent généralement en partie courante des défauts de centrage de l'armature, aléatoires lorsqu'ils sont verticaux ou vers le bas lorsqu'ils sont inclinés. Ces défauts n'ont pas de conséquence appréciable sur la résistance en frottement latéral, mais doivent être pris en considération si l'on compte sur une protection contre la corrosion par le coulis de ciment.

Ces micropieux ne permettent pas, en général, d'avoir en tête, lorsque cela est souhaité, une forte longueur libre de tout frottement latéral, cette dernière étant limitée à la longueur unitaire des tronçons d'armature.

1.2.5. Remarques complémentaires

Le diamètre de forage d'un micropieu n'est pas nécessairement le même sur toute sa longueur, comme la méthode de forage n'est pas non plus nécessairement la même sur toute sa longueur. Par exemple, si des couches molles recouvrent un substratum très résistant, on peut envisager le scellement dans le substratum d'une barre installée dans un forage à l'air, tandis que l'on prévient le flambement de cette armature dans les couches molles en plaçant autour d'elle un tube, mis en place par battage avant de forer dans le substratum.

L'éventuelle inclinaison du micropieu sur la verticale est porteuse de conséquences qui diffèrent d'un procédé à l'autre : l'insertion d'une armature lourde dans un forage nu incliné est généralement susceptible de détacher des fragments de sol des parois (pollution au-dessous), et s'avère plus malaisée que dans un forage vertical, les centreurs sont beaucoup plus sollicités dans un forage incliné, ils doivent donc être moins déformables et plus nombreux.

1.3. MÉTHODES DE SCELLEMENT

1.3.1. Matériaux de scellement

1.3.1.1. Coulis de ciment

La composition de base du coulis est un mélange de ciment et d'eau, réalisé le plus souvent à l'aide d'un turbo-malaxeur, ce qui permet d'assurer une défloculation efficace des grains de ciment. On y ajoute parfois un adjuvant superplastifiant. Le ciment doit être compatible avec les conditions d'agressivité du sol et des eaux souterraines. On se réfère généralement aux textes relatifs aux bétons (Afnor P18-011, EN 206-1).

Le dosage en ciment dépend de la destination du coulis. Par exemple :

- dans le cas d'armatures autoforeuses, pendant la majeure partie du forage, le rapport C/E est voisin de 1 ; il est augmenté au voisinage de 1,5 à 2 pour le dernier mètre de forage, puis il est porté à une valeur comprise entre 2 et 2,5 pour l'injection complémentaire finale ; la valeur de C/E est adaptée en fonction de la nature des sols (dans un sable, C/E est choisi plus petit que dans une argile, sauf pour l'injection finale) ;
- le coulis de scellement gravitaire présente un rapport C/E voisin de 2 ; l'utilisation d'un turbo-malaxeur ou d'un superplastifiant permet de le porter à 2,5 ou plus ;
- le coulis d'injection des procédés IRS et IGU est généralement de rapport C/E voisin de 2.

Il convient de remarquer que le coulis voit sa composition évoluer avant sa prise :

- le coulis de forage d'une armature autoforeuse est mélangé avec des particules de sol ; au voisinage immédiat de la barre, il contient peu de particules de sol et il est enrichi en ciment du fait d'un essorage, tandis que, plus loin, ce sera un mortier de sol ;
- le coulis d'un scellement gravitaire subit généralement des phénomènes d'essorage et de décantation avant prise, d'autant plus importants que le rapport C/E est petit.

La résistance mécanique d'un coulis durci est le plus souvent largement surabondante ; en revanche, son dosage en ciment, comme la qualité de sa mise en place, conditionne l'efficacité de la protection chimique des armatures, la durabilité du coulis durci sous l'action d'agents agressifs et les performances de l'interface sol-coulis (le dosage conditionnant l'importance de l'essorage et de la décantation).

Certains impératifs conduisent à des dispositions particulières :

- par temps froid, on aura intérêt, si l'on ne peut pas suspendre l'exécution, à maintenir une température suffisamment élevée du matériel et des tubulures, et à utiliser de l'eau tiède pour réaliser le coulis;
- si, pour des travaux de grande urgence, on souhaite disposer d'une résistance acquise dans les plus brefs délais, on peut incorporer au coulis un accélérateur de prise, ou recourir à du ciment alumineux fondu sachant que *les propriétés du ciment fondu imposent que C/E soit impérativement supérieur à 2,5*;
- si le coulis risque d'être délavé, avant sa prise, par les eaux souterraines, on peut utiliser un rigidifiant tel que le silicate de soude; la perte de résistance résultant de cet adjuvant reste généralement tout à fait acceptable, du moins tant qu'on ne l'incorpore pas de manière trop hétérogène au coulis.

Nota : certaines méthodes de scellement comportent des phases d'injection pendant lesquelles il est nécessaire de connaître l'ordre de grandeur des pressions appliquées, ainsi que les débits et quantités; on n'a un accès direct qu'à la pression à la sortie de la presse, à la pompe ou en tête de forage, selon le positionnement du manomètre; on pourrait en principe imaginer des corrections tenant compte de la profondeur et des pertes de charges (linéiques et singulières)... en admettant que l'on connaisse le seuil de rigidité et la viscosité du coulis, mais on sombrerait dans des complications très lourdes, sans réel intérêt pratique.

1.3.1.2. Mortier

Les mortiers ne sont guère utilisés que pour l'enrobage d'inclusions enfoncées dans le sol et munies d'un sabot large. Le mélange de base est constitué de sable, de ciment et d'eau; le dosage en ciment est typiquement de plus de 500 kg/m³ (si le dosage est ramené au voisinage de 300 à 350 kg/m³, il conviendrait de parler plutôt de béton de sable, les formulations correspondantes comportant le plus souvent des fillers et/ou des additions).

Il est souvent utile d'ajouter un agent colloïdal et de définir une formule comportant une étendue granulaire importante vers les grains de petite taille lorsqu'on souhaite que le mortier transite sur une distance significative le long du forage. Ces moyens préviennent ou limitent l'essorage, ce qui permet d'éviter un blocage provoqué par une évolution trop rapide du comportement du mortier.

Le choix du ciment relève des mêmes critères que pour un coulis.

1.3.1.3. Béton

Le béton est surtout utilisé pour constituer des pieux préfabriqués ou pour constituer le fût de micropieux en béton non armé.

Dans le premier cas, les critères de choix de la formulation du béton sont relatifs aux sollicitations subies lors des manutentions et de l'insertion, aux performances requises en service, et aux conditions d'environnement pour la durabilité.

Dans le deuxième cas, le béton étant inséré dans un tube de petit diamètre, ensuite extrait, la qualité du remplissage du trou dépend de l'ouvrabilité : le béton doit être très fluide, à moins d'accompagner l'extraction du tube par une vibration efficace appliquée au voisinage de sa base ; mais il faut aussi un essorage limité, d'où l'intérêt de réduire le dosage en eau en incorporant au béton un superfluidifiant.

1.3.2. Scellement « gravitaire »

L'expression « scellement gravitaire » désigne en fait plusieurs méthodes, qui ont en commun le fait que le coulis, après mise en œuvre et avant prise du ciment, présente une surface libre. En revanche, les performances disponibles en matière de frottement latéral, pour un contexte géotechnique donné, ne sont pas les mêmes avec toutes ces méthodes.

Nota : le mot gravitaire n'est pas dans le dictionnaire, mais il est d'emploi assez courant pour ne pas lui substituer un vocable conforme.

1.3.3.1. Remplissage depuis l'orifice du forage

Cette méthode n'est envisageable ni avec un forage à l'eau ou à la boue, ni lorsque la base du forage atteint la nappe phréatique.

Le forage, tubé ou non, est rempli de coulis déversé depuis la tête :

- dans le cas d'un forage nu, l'armature est insérée après remplissage ; l'essorage et la décantation conduisent à un abaissement ultérieur de l'arase du coulis et un complément est déversé un peu plus tard ;
- dans le cas d'un forage tubé, on déverse le coulis avant de remonter le tube ; l'armature est insérée après déversement du coulis, soit avant, soit après l'extraction du tube (la deuxième option risque fort de conduire à des pollutions du coulis par des matériaux détachés des parois du forage) ; un complément de coulis est à déverser avant la fin de l'extraction du tube (qui s'accompagne d'un abaissement de l'arase du coulis) ; un autre complément compensera un peu plus tard les effets de l'essorage et de la décantation ;
- dans le cas d'un micropieu en béton coulé en place dans un tube, on peut améliorer la mise en place du béton en plaçant sur le tube une coiffe qui permet d'appliquer une pression d'air à la surface libre du béton (cas des micropieux de type I).

1.3.3.2. Remplissage par un tube atteignant le fond du forage

Dans cette méthode, le tube d'injection, par lequel transite le coulis pour atteindre la base du forage, peut être constitué par l'armature elle-même ou être un tube indépendant, abandonné ou récupéré.

L'armature du micropieu équipée est insérée dans le forage (tubé ou non); si le forage est tubé, le tube de forage n'est mis en place qu'après remplissage par du coulis.

Il est recommandé de s'assurer que le tube d'injection n'est pas obturé en injectant une faible quantité d'eau (le tube d'injection est souvent, par commodité, percé d'une encoche à une dizaine de centimètres de la base). On peut procéder de deux manières:

- remplissage du forage par le coulis, avec complément immédiat en cas de retrait d'un tubage, puis compensation de l'essorage et de la décantation par déversement en tête; ce cas est celui des micropieux IIh testés à Saint-Rémy;
- remplissage du forage par le coulis, avec complément immédiat en cas de retrait d'un tubage, puis, 15 à 20 minutes plus tard, compensation de l'essorage et de la décantation par une deuxième phase d'injection au moyen du même tube d'injection, jusqu'à constat de remplissage en tête (le tube d'injection est abandonné dans ce cas); ce cas est celui des micropieux IIb testés à Saint-Rémy.

La deuxième manière de procéder est recommandée. En effet, à l'issue de la deuxième phase d'injection, le coulis est dans un état de contraintes de beaucoup supérieur à un état hydrostatique, du fait de l'écoulement forcé ascendant du coulis devenu très visqueux (et avec un seuil de rigidité) après son essorage, état de contraintes qui conditionne directement la résistance au cisaillement de l'interface sol/micropieu. Au contraire, avec la première manière de procéder, les pressions à l'interface sol-coulis sont inférieures à celles d'un champ hydrostatique, l'essorage s'accompagnant d'un mouvement descendant. En outre, lorsqu'il existe un risque de délavage du coulis par des écoulements souterrains, la deuxième phase d'injection de la seconde procédure permet de vérifier si le délavage se produit, dans la mesure où celui-ci conduit à une surconsommation de coulis de compensation (la méthode ne permet pas de prévenir le délavage, mais il n'est pas inutile de le détecter).

1.3.3. Injection globale unitaire (IGU)

Dans cette méthode, le coulis de remplissage du forage, appelé « coulis de gaine » est mis en place selon une méthode gravitaire. Le micropieu est équipé d'un tube à manchettes (ou autres clapets) comportant un petit nombre de manchettes (généralement 3 ou 4) noyé dans le coulis de gaine.

Après prise du coulis de gaine, mais sans attendre qu'il ait acquis une grande résistance en traction (soit, dans des conditions courantes, le lendemain), on injecte un coulis complémentaire en tête du tube à manchettes; la pression d'injection fait « claquer » le coulis de gaine durci (si les pertes de charge sont assez élevées pour compromettre le claquage du coulis de gaine, il peut être utile d'injecter dans un premier temps un faible volume d'eau) et le coulis d'injection pénètre « en force » dans le sol. En général, on vise, après ouverture des manchettes, l'application d'une pression comparable à la pression limite pressiométrique des sols d'ancrage, et on limite la quantité de coulis à 50 % du volume du forage, évalué sans tenir compte des 4 à 6 m supérieurs (voir à propos de l'IRS les indications relatives à l'épaisseur nécessaire de couverture).

Remarques :

- cette méthode de scellement conduit à quelques difficultés lors de l'interprétation des essais d'arrachement et de l'extrapolation des résultats, car on connaît mal la répartition des résistances le long du micropieu;
- lorsque le micropieu traverse des couches contrastées, on peut s'attendre à ce que le coulis de l'IGU pénètre avant tout dans la ou les couches les moins résistantes;
- les performances obtenues peuvent dépendre du mode de mise en place du coulis de gaine; si l'essorage n'a pas été compensé par une deuxième phase d'injection depuis la base du forage, cela conduit souvent à la formation d'un vide tubulaire au sein du coulis de gaine, passage que le coulis de la phase d'injection globale unitaire peut emprunter;
- en milieu rocheux, même fracturé, cette méthode n'est pas utilisable (impossibilité pratique de claquer les manchettes).

1.3.4. Injection répétitive et sélective (IRS)

1.3.4.1. Principe de la méthode

Cette méthode s'inspire directement des technologies d'injection des sols meubles. Le micropieu est équipé d'un tube à manchettes (Fig. 1.5) comprenant un bon nombre de manchettes et scellé dans le coulis de gaine.



Figure 1.5. Tube à manchettes.

Un obturateur double (Fig. 1.6) permet de sélectionner une manchette pour procéder à l'injection à un niveau choisi. Après prise du coulis de gaine, du coulis est

injecté sous forte pression par cette manchette: le coulis de gaine est alors « claqué » (rompu), puis le coulis complémentaire pénètre dans le sol. Après avoir « traité » une manchette, on passe à une autre. En principe, on peut réutiliser à volonté les manchettes pour procéder à plusieurs injections successives.

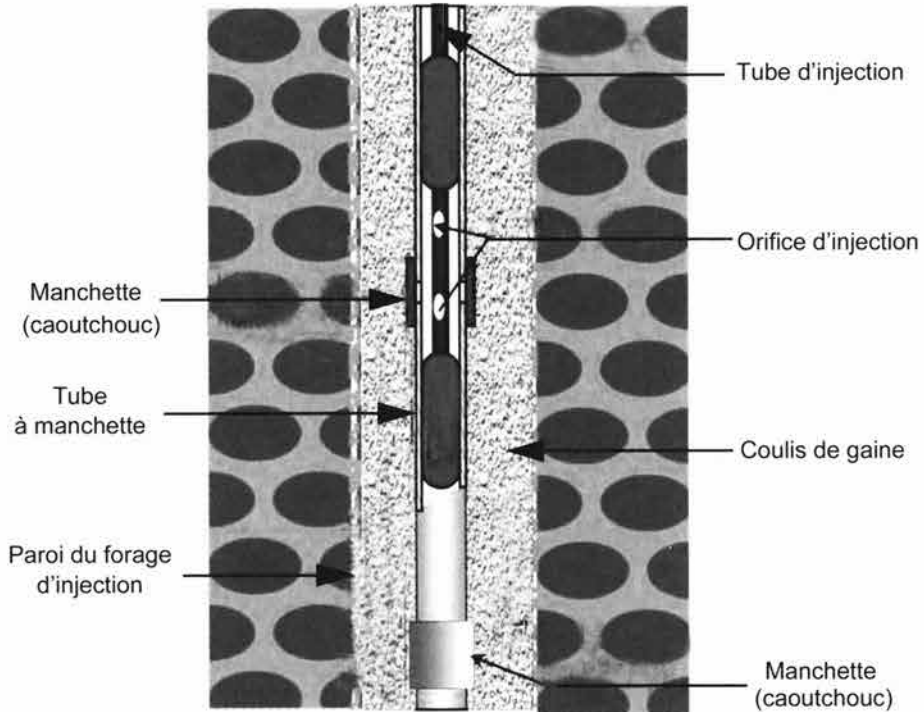


Figure 1.6. Schéma d'un obturateur double.

L'IRS conduit à l'obtention d'un frottement latéral généralement élevé par rapport aux caractéristiques mécaniques des sols d'ancrage.

Dans les sols fins, cette amélioration s'explique par le mode de progression du coulis dans le sol, le long des claquages (fissures induites par la pression d'injection), qui génère une « étroite » du sol autour du micropieu. Lorsque K_0 est inférieur à 1, les claquages sont verticaux et à peu près rayonnants; lorsque K_0 est supérieur à 1, les claquages sont horizontaux. Quand on procède à plusieurs phases de réinjection, dans un sol où K_0 est inférieur à 1, la valeur de K_0 augmente à chaque réinjection au voisinage immédiat du micropieu, et on peut passer, après des claquages verticaux, à des claquages horizontaux.

On peut constater, dans les sols grossiers, la formation d'un « bulbe » autour du micropieu: le diamètre du coulis durci est supérieur à celui du forage. Cette

« augmentation de diamètre » du micropieu est prise en compte par un coefficient empirique dépendant de la nature du sol, pour l'évaluation de la résistance au frottement latéral.

1.3.4.2. Dispositions pratiques

Les tubulures d'injection sont le plus souvent de très petit diamètre et peuvent être le siège de pertes de charge importantes. La pression nécessaire pour claquer le coulis de gaine est au moins égale à sa résistance en traction. On doit souvent, en pratique, effectuer le claquage en injectant de l'eau et passer ensuite à l'injection de coulis.

L'injection d'une manchette est réalisée en respectant des critères de pression minimale (au minimum la pression limite pressiométrique du sol au droit de la manchette), de débit et de quantité maximale de coulis, ainsi qu'un critère de pression maximale après injection d'un volume minimal donné (voir à la fin du paragraphe). La quantité injectée en une passe conditionne la progression du coulis à partir de la manchette (distance horizontale et distance verticale). Si le coulis atteint une zone de moindre résistance, il tend à s'y échapper, et le fait d'injecter une trop grande quantité unitaire de coulis peut ainsi conduire à une moindre efficacité, la pression chutant en tout point du claquage lorsque le coulis trouve une échappatoire. On en déduit la notion de quantité maximale que l'on peut choisir, à défaut d'une expérience comparable, de l'ordre de 50 % à 100 % de la section du forage multipliée par la distance entre deux manchettes traitées lors d'une passe. Inversement, une quantité minimale, le plus souvent de l'ordre de 20 % de la quantité maximale, est nécessaire pour obtenir une amélioration effective. L'injection est arrêtée sans atteindre la quantité maximale si la pression augmente significativement ou si on constate une anomalie telle que résurgence de coulis en surface.

Les critères d'injection sont préalablement choisis par l'entreprise en fonction de ses expériences comparables. Les constatations effectuées à partir du début des travaux peuvent l'amener à modifier ces critères.

Les manchettes ou points d'injection doivent être à une profondeur suffisante sous la surface du sol, afin d'éviter que les claquages verticaux ne progressent vers la surface et que le coulis ne débouche en surface, provoquant une réduction de pression en tout point du claquage et donc une perte d'efficacité. On respecte en général une couverture de 4 à 6 m, cette valeur dépendant de la nature des sols et des quantités unitaires de la réinjection, de plus petites quantités autorisant une moindre couverture, mais nécessitant plus de passes. On notera qu'une garde est également nécessaire si les sols de couverture, au-dessus de la zone de scellement, sont de faible consistance.

Les tubes à manchettes peuvent être équipés de manchettes très rapprochées, souvent distantes de 0,3 ou 0,4 m. Pour que l'IRS soit pleinement efficace, il ne faut pas que les claquages obtenus à partir de plusieurs manchettes lors d'une même intervention communiquent; il convient donc de ne traiter, au cours d'une intervention, que quelques manchettes éloignées les unes des autres (tous les 2 m par exemple), puis d'attendre quelques heures de durcissement du coulis avant de procéder à une nouvelle intervention sur des manchettes intermédiaires. On peut noter, que lorsqu'une manchette a été utilisée, il n'est pas rare que l'on ne parvienne pas à la réutiliser. Cela est sans conséquence si seul un faible pourcentage de manchettes est exploité par passe.

Si le coulis de gaine n'a pas fait l'objet d'une injection de compensation d'essorage, le vide tubulaire, qui tend à se former le long du micropieu, est susceptible de compromettre l'efficacité de la première passe de réinjection.

Après chaque passe de réinjection, il convient bien entendu de laver le tube à manchettes pour le débarrasser de tout dépôt de coulis susceptible de contrarier une intervention ultérieure.

Le tube à manchettes peut être constitué par l'armature tubulaire, elle-même munie de trous cylindriques et de bracelets caoutchouc ou de trous coniques et de « pastilles » qui constituent les points de réinjection.

Le tube à manchettes peut être un tube de grand diamètre, coaxial avec le forage. On le scelle au terrain, avec IRS, et l'armature du micropieu est insérée ultérieurement, avec scellement gravitaire à l'intérieur du tube à manchettes.

Lorsque le diamètre intérieur du tube à manchettes est notable, il faut recourir à une méthode efficace de nettoyage, adaptée au diamètre, après chaque passe d'injection: écoulement d'eau rapide pour faire remonter les traces de coulis jusqu'à la surface, etc.

Comme l'IGU, cette méthode de scellement n'est pas utilisable en milieu rocheux.

1.3.5. Injection répétitive simultanée

Le principe de cette injection consiste à équiper le micropieu d'un tube de petit diamètre (centimétrique), muni de manchettes, et se retournant à la base du micropieu de telle sorte que les deux extrémités sortent du forage. Après durcissement du coulis de gaine, mis en place à l'aide d'un autre tube débouchant à la base, on injecte du coulis par le tube en boucle jusqu'à constater la purge de l'air contenu dans le tube, puis on obture l'extrémité de sortie de l'air, puis on injecte le coulis par les manchettes.

Pour que la plupart des manchettes soient le siège d'un passage de coulis, il faut que la réinjection ait lieu assez tôt afin que la résistance en traction du coulis de gaine soit sensiblement inférieure à la plus petite valeur de la pression limite pressiométrique des sols de la zone de scellement.

Le coulis de gaine doit en outre avoir été l'objet d'une compensation d'essorage par le fond du forage pour prévenir la formation d'un passage préférentiel.

Si on souhaite procéder à une deuxième réinjection, le tube à manchettes doit être lavé par une circulation d'eau, et on procède alors à la nouvelle réinjection après le début de prise du coulis de gaine, sans attendre qu'il ait acquis une résistance notable (soit 2 heures plus tard).

1.3.6. Accessoires, cas particuliers

1.3.6.1. Chaussettes en géotextile

Lorsque le sol comporte des « pores de gros diamètre », communiquant entre eux, le coulis migre dans le sol sous l'action de la gravité, empêchant le scellement de l'armature au terrain. Avec des porométries moindres, et si le sol est le siège de circulations d'eaux souterraines, le coulis peut être délavé, compromettant là encore le scellement de l'armature.

On peut alors équiper le micropieu d'une « chaussette » en géotextile qui constitue un chemisage souple. La porométrie du géotextile est généralement choisie inférieure à 20 µm environ; la résistance à la déchirure est un critère essentiel et il est préférable de choisir un matériau constitutif apte à supporter le pH élevé du coulis. Le coulis de ciment injecté plaque les parois de la chaussette contre le terrain. Le frottement latéral limite obtenu avec ce procédé est en général modeste.

Lorsqu'on recourt à l'utilisation d'une chaussette pour les seuls sols de couverture, une disposition utile est celle schématisée figure 1.7, dans laquelle on injecte un coulis de ciment entre chaussette et sol en partie inférieure, en réalisant une « ondulation » de la chaussette par ligatures annulaires ou en « tire-bouchon » pour améliorer le frottement latéral entre le sol et le micropieu. Cette disposition peut être complétée par une IRS locale.

Une solution alternative pour les sols de forte porométrie et en l'absence de risque de délavage consiste à réaliser deux forages successifs de même diamètre :

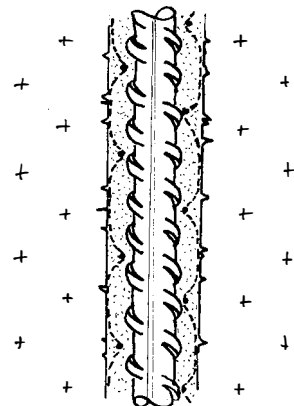


Figure 1.7. Schéma d'organisation d'une ondulation de chaussette.

le premier, tubé, dans le sol, le second au travers d'un mortier ayant commencé à faire prise et remplissant le premier forage. Le mortier est injecté au fur et à mesure du retrait du tube et son comportement est modifié, pour pouvoir remplir les vides autour du forage, par incorporation de fibres textiles (polypropylène) ou d'un raidisseur. On est ainsi ramené à un forage avec parois stables et de faible porosimétrie, qui permet de réaliser facilement un micropieu à scellement gravitaire (l'injection sous pression ne présentant là pas d'intérêt) ayant un bon frottement latéral.

1.3.6.2. Association de micropieux et de traitement de sol

On peut être tenté de recourir à des procédés tels que l'IRS pour améliorer les sols environnant les micropieux en même temps qu'on réalise les scellements de ces derniers, de manière à favoriser un comportement de fondation mixte (généralement vis-à-vis des charges horizontales). Il est parfois préférable de ne pas effectuer ces deux opérations en même temps. Deux cas de terrains particuliers sont cités pour exemple :

□ *Substratum compact et couverture meuble*

On souhaite améliorer les sols de couverture tout en considérant le seul scellement dans le substratum pour les justifications de résistance aux charges axiales. La tentation serait de procéder à une IRS sur toute la longueur des micropieux. En fait l'IRS est inutile et irréalisable dans le substratum, tandis que la partie supérieure des sols de couverture est trop peu profonde pour être injectable sans que les claquages débouchent en surface. Une solution adaptée consiste à passer par une charge de remblai des sols de couverture, le traitement de ces derniers par injection avec des tubes à manchettes (dans des forages de très petit diamètre), la dépose des matériaux en excédent, puis le scellement gravitaire des micropieux.

□ *Massif de roche dure broyée par la tectonique*

On souhaite rigidifier le massif autour des micropieux. La tentation serait de sceller les micropieux par IRS, en espérant que le coulis injecté sous pression remplira les fissures. En fait, il y a de fortes chances pour que l'on ne parvienne pas à claquer le coulis de gaine dans ces conditions. Une solution adaptée consiste à réaliser les forages pour installer les micropieux, puis à procéder à une injection du massif en utilisant un obturateur simple, et enfin de forer à nouveau au même emplacement pour procéder à un scellement gravitaire des micropieux.

1.3.7. Cas des armatures autoforeuses

Les micropieux Ischebeck, testés à Saint-Rémy, entrent dans cette catégorie des armatures autoforées puisqu'il a été pratiqué un autoforage au coulis.

Dans le cas de l'autoforage au coulis, le fluide de forage reste en grande partie dans le sol et s'y mélange sous l'effet des mouvements de l'armature. Le débit de coulis pendant le forage est ajusté pour qu'il se produise en permanence une remontée en surface de très petit débit. Le rapport C/E est de l'ordre de 1 jusqu'à ce qu'il ne reste que 2 ou 3 m à forer; ensuite, le coulis est enrichi en ciment et, après arrêt du forage, un complément de coulis de rapport C/E au moins égal à 2 est injecté jusqu'à apparition en surface.

Si le forage traverse une couche de très faible résistance ou de forte porométrie, les remontées jusqu'à la surface depuis les couches plus profondes peuvent être compromises, le coulis se diffusant dans cette couche. Il en résulte que la partie d'armature située au-dessus de cette couche est séparée de sa « gaine » par un vide, les mouvements de l'armature repoussant le mélange de coulis et de sol. Cette situation n'est généralement pas acceptable (solllicitations de compression, problèmes de durabilité, etc.) et une solution consiste en l'installation préalable de tubes battus ou scellés dans le sol jusqu'à la base de la couche médiocre ou de forte perméabilité, à l'intérieur desquels passeront ensuite les micropieux autofoyeurs.

Dans le cas de l'autoforage à l'air, on est ramené généralement à des conditions de scellement gravitaire avec mise en place du coulis à partir de la base du forage, et il est avantageux de procéder à la compensation de l'essorage depuis le fond du forage. Il convient de s'assurer, avant d'injecter le coulis de scellement, que le passage du coulis est « libre » à l'intérieur de l'armature et, si tel n'est pas le cas, de dégager le « bouchon parasite » par l'injection préalable d'un faible volume d'eau.

Dans le cas d'armatures tubulaires enfoncées par battage, pour lesquelles on souhaite améliorer le frottement latéral limite au moyen d'une injection de coulis, les tubes ayant été l'objet à cette fin de perçage de trous latéraux, il convient de noter que l'interface sol/tube est un lieu d'écoulements préférentiels et que le premier coulis injecté s'échappe rapidement vers la surface du massif, quel que soit l'orifice par lequel il est injecté. Une solution, permettant d'espérer un apport significatif, consiste à créer un orifice à faible profondeur, qui est l'objet d'une injection sélective d'un faible volume de coulis destiné à traiter l'interface sur quelques décimètres pour former obstacle aux progressions ascendantes, puis à procéder à une injection de type IGU sur les autres trous. Il est en pratique plus simple, et généralement plus efficace, d'utiliser une solution de type « battu-enrobé » en injectant, juste au-dessus de la large pointe perdue, un mortier sous forte pression dès que la profondeur dépasse quelques mètres.

1.3.8. Micropieux réalisés au moyen d'un perforateur refoulant

Le perforateur est d'un type conçu initialement pour la pose sans tranchée de canalisations de petit diamètre.

Ce procédé peut être utilisé lorsque les sols ne sont pas de dureté excessive, sans être non plus trop mous. Après une première phase d'enfoncement puis d'extraction de l'outil, on remplit le trou avec du béton ou du mortier, au sein duquel on réalise un nouveau forage par refoulement. On répète plusieurs fois cette opération. Le béton ou le mortier doit avoir une consistance adaptée aux conditions géotechniques : le matériau doit être, d'une part, assez mou pour assurer le remplissage et pour que l'outil ne trouve pas un passage préférentiel ultérieur dans le sol voisin et, d'autre part, assez ferme pour que l'outil expande le diamètre au lieu de chasser le matériau vers la tête du forage. On peut ensuite, soit remplir une dernière fois le forage de mortier ou de coulis, soit insérer une armature et procéder à un scellement gravitaire.

1.4. ARMATURES MÉTALLIQUES DES MICROPIEUX

On ne traite ici que du cas des armatures en acier. Le cas des aciers dits inoxydables n'est pas traité. Depuis les déboires constatés dans des renforcements de sol avec des armatures en métal passivable (acier « inox » ou alliage d'aluminium), résultant de phénomènes de corrosion par piqûre, il n'est en effet pas d'usage en France de recourir à des armatures en acier inox. À l'étranger, notamment en Allemagne, ces aciers sont pourtant couramment mis en œuvre pour armer des micropieux ! Il est vrai que la notion d'inoxydable recouvre une large gamme d'alliages... et que ce sujet mériterait une mise au point.

1.4.1. Barre coaxiale du forage

Il s'agit le plus souvent de barres en acier de type « acier à haute adhérence pour béton armé ». Lorsqu'il n'est pas nécessaire de rabouter des barres (longueur de micropieu inférieure à 12 m en général), on utilise souvent des ronds à béton ordinaires que l'on a filetés sur 10 à 20 cm pour permettre la liaison en tête. Le filetage se traduit ou non par une réduction de la section utile, selon qu'on procède à un filetage direct de la barre ou qu'on pratique un refoulement préalable augmentant localement le diamètre de la barre avant filetage.

Pour rabouter des aciers HA ordinaires, on peut recourir à la soudure, en s'assurant que les aciers sont bien soudables et en veillant au respect de l'alignement des barres, ou à des extrémités filetées permettant d'utiliser des manchons vissés (filetage cylindrique ou conique, et réductions éventuelles de section utile).

Lorsqu'on souhaite une adaptation aisée à des longueurs importantes et variables de micropieux, on utilise souvent des barres dont les reliefs forment filetage, les fournisseurs de ces barres proposant aussi des manchons, écrous et autres accessoires.

Il arrive que l'on utilise des barres en acier à plus haute limite élastique, mais elles sont bien plus sensibles aux éventuels problèmes de stabilité de forme. Si les micropieux sont appelés à supporter des efforts de traction, il faut tenir compte, dans les choix relatifs à la protection contre la corrosion, des risques correspondant à ces nuances élevées; une protection par gaine plastique crénelée injectée de ciment est alors nécessaire pour des ouvrages permanents.

1.4.2. Groupe de barres

On utilise les mêmes barres que ci-dessus, en général 3 ou 4. Les rabouages, lorsqu'il en existe, sont décalés en niveau pour chaque barre (pour éviter de localiser une éventuelle faiblesse dans le cas de recours à la soudure, pour limiter l'encombrement dans le cas de manchons). Les barres sont généralement solidarisées entre elles par des cerces ou dispositifs équivalents, pour respecter les entraxes prévus et aussi de manière à prévenir tout risque de flambement individuel des barres.

1.4.3. Profilés en « acier de construction »

Ce peut être des laminés marchands (H et autres I) ou des tubes en acier de nuance généralement comprise entre fe E 240 et fe E 360. Ils peuvent être associés à des barres (disposition surtout rencontrée avec des tubes).

Les rabouages peuvent être obtenus par soudure ou par manchon. Les soudures sont généralement de réalisation délicate pour des tubes, tandis que, dans le cas de manchons, les filetages réduisent souvent les sections de manière notable (même si l'on recourt à des manchons, extérieurs ou intérieurs); selon les types de sollicitation et leur intensité au niveau des rabouages, il peut être nécessaire de définir et mettre en œuvre des renforcements spécifiques (tronçon de tube ou barre scellé à l'intérieur par exemple).

Dans le cas de profilés H ou I, les rabouages sont généralement réalisés par soudure, avec des entures ou autres procédé de renforcement analogues à ceux mis en œuvre pour les pieux battus classiques.

De telles armatures, d'inertie nettement supérieure à celle de barres de même résistance en traction, s'avèrent utiles lorsque les sols sont peu consistants et conduisent à un risque de flambement des barres, ou bien lorsque les micropieux sont mobilisés pour constituer une « microberlinoise » dans leur partie haute.

Dans certaines conditions géotechniques, on choisit de « chemiser » le micropieu dans les couches supérieures. On associe alors une armature centrale, présente sur toute la longueur du micropieu, et un tube proche des parois du forage en partie supérieure. Selon le cas, on commence par un forage de gros diamètre destiné au scellement de la chemise dans le sol, puis on « télescope » le forage en moindre diamètre pour sceller l'armature centrale dans le sol et dans le tube, ou bien le forage est tubé, son diamètre est constant sur toute la longueur, et le tube de forage n'est extrait que partiellement pour constituer la chemise de la partie supérieure.

1.4.4. Tube « pétrolier »

Ces tubes sont le plus souvent en acier de performances très inhabituelles dans le monde du génie civil : on peut sur certains échantillons mesurer à la fois une limite élastique largement supérieure à 1 000 MPa et un allongement à rupture supérieur à 20 % !

Le coût de tels tubes, s'ils sont neufs, n'est pas compatible avec l'économie des projets de génie civil, et ceux qui sont utilisés sont souvent qualifiés de « déclassés », ou de « deuxième choix » ; il s'agit en général de tubes qui ont été utilisés pour un forage pétrolier, et qui sont récupérés pour utilisation en génie civil (on n'utilise pas un même tube pour plusieurs forages pétroliers).

On ne connaît généralement pas la nuance de l'acier des tubes dont on peut disposer. Comme la nuance la plus modeste prévue par les normes API, la « N80 », correspond à une limite d'élasticité égale à 550 MPa, on sait que les tubes ont au minimum cette valeur de limite élastique, et, le plus souvent, c'est cette valeur qui est prise en référence, sans procéder à un échantillonnage aux fins de caractérisation.

Les rabouages de ces tubes relèvent de conceptions variées, en fonction de leur destination (*tubing, casing*). Certains types de joint, plutôt encombrants, garantissent une résistance, quel que soit le type d'effort appliqué, supérieure, aux joints, à celle disponible en partie courante.

Il ne faut pas envisager de pratiquer n'importe quel type de soudure dans des conditions de chantier sur des tubes pétroliers : il est généralement acceptable de positionner un accessoire au moyen de points de soudure non structurels, mais un rabouage n'est envisageable qu'en atelier, avec un choix de métal d'apport et de procédures de réalisation et de contrôle adaptées à l'objectif poursuivi.

Les tubes sont susceptibles d'avoir subi une usure non négligeable par abrasion et il peut être souhaitable d'en mesurer l'épaisseur réelle (l'échantillonnage final dépendant des premiers constats). Il peut être utile de mesurer les performances réelles de l'acier, qui bien souvent font beaucoup plus que compenser les manques de

matière... Il n'y a pas de règle imposée pour le contrôle des caractéristiques de ces tubes, en l'absence de fiches produites par les fournisseurs. Le contrôle (géométrie, performances de l'acier) est à choisir en fonction de la nature de l'ouvrage, de l'état apparent des fournitures et du surdimensionnement éventuel des tubes réputés en N80 par rapport aux objectifs de résistance.

Si les joints sont de plus fort diamètre que la partie courante des tubes, il faut évidemment en tenir compte dans le choix du diamètre de forage.

1.4.5. Tubes pour autoforage

Historiquement, les premières armatures courantes utilisées en autoforage présentaient la même géométrie que les tiges de forage de carrières (filetage « corde ») dont elles ne différaient que par la nuance d'acier (moins noble). Ces armatures sont toujours utilisées, mais des géométries spécifiques ont aussi été développées, en vue d'obtenir une plus grande inertie pour une même section d'acier, préservant la simplicité du rabouillage et améliorant l'étanchéité des joints.

1.5. LIAISON MICROPIEU-STRUCTURE

1.5.1. Prise en compte des tolérances géométriques

Un micropieu présente inévitablement des imperfections géométriques telles que le déport de son axe par rapport à sa position théorique (dans la plupart des cas la tolérance est de l'ordre de 5 cm) et son inclinaison sur la verticale (tolérance courante de 3 %, des soins particuliers permettant d'obtenir 1 % en tout en respectant 3 % en y). À ces tolérances s'ajoutent celles du gros œuvre.

En général, un micropieu est destiné à supporter des charges axiales notables, à l'exclusion de toute autre sollicitation mécanique. Il est indispensable de prendre en compte l'effet que peuvent avoir les tolérances sur la réalité des sollicitations. En général, on considère que la rigidité en flexion d'un micropieu est à peu près négligeable devant celle des éléments de structure et on fait supporter aux éléments d'ossature de l'ouvrage les efforts associés aux tolérances géométriques. Voici quelques exemples:

- *implantation*: sous un point d'appui isolé on place trois micropieux non alignés et assez écartés pour que les défauts géométriques ne modifient pas trop la répartition des charges entre les micropieux;
- *implantation*: pour un point d'appui isolé sous lequel les micropieux sont disposés sur une seule ligne, on justifie un fonctionnement en fondation mixte en mobilisant une semelle pour absorber les efforts parasites, mais le comportement du sol sous la semelle doit être compatible avec cette option;

- *implantation*: pour un point d'appui isolé sous lequel les micropieux sont disposés sur une seule ligne, une longrine de redressement est capable d'équilibrer le moment résultant du déport d'axe, déport de calcul résultant de la somme des tolérances d'implantation des micropieux et des poteaux ou murs pour un micropieu unique, il faut deux longrines non parallèles);
- *verticalité*: butée contre le dallage, traction-compression de longrines;
- *verticalité*: si certitude d'absence de tassement ultérieur du sol environnant, fondation mixte;
- etc.

1.5.2. Repos simple du béton de structure sur le micropieu

Cette disposition est surtout utilisée pour les micropieux en béton non armé.

On ne peut généralement pas procéder à un recépage du béton ou du mortier durci du micropieu par des moyens de type marteau piqueur sans risquer une détérioration au-dessous compte tenu de la faiblesse du diamètre. Il convient de réaliser ce recépage en déposant le matériau en excès avant sa prise ou peu après le début de prise; un nettoyage à la soufflette, avec ou sans eau pulvérisée, juste avant bétonnage du massif ou de la semelle en tête, est ensuite suffisant.

S'il faut néanmoins procéder à un recépage après durcissement (micropieu réalisé depuis une plate-forme plus haute), des procédés comme la coupe au moyen d'une « pince » ou une démolition à la lance hydraulique sont à recommander.

Dans le cas de micropieux battus en béton armé sollicités exclusivement en compression, il est nécessaire de procéder à un recépage si le refus a été atteint plus tôt que prévu, et ce recépage doit alors respecter les règles en usage pour le béton armé.

1.5.3. Scellement droit de l'armature dans une pièce en béton armé

En application des règles du béton armé, une armature de micropieu peut être scellée sans accessoire particulier dans un massif ou un poteau coulé autour d'elle, pourvu que la pièce soit assez haute et que son ferrailage tienne compte de la répartition de la réaction du micropieu.

Si le micropieu est destiné à ne supporter que des efforts de traction et si le béton est coulé en place, l'armature, s'il s'agit d'un rond à béton, peut comporter une crosse; le détail du ferrailage autour de la liaison (droite ou croisée) relève de justifications de béton armé (frettes, prévention du poinçonnement, efforts de flexion, etc.) et est organisé de manière à s'adapter aux tolérances géométriques.

Dans le cas du renforcement d'une fondation existante, on recourt souvent au scellement droit. Le scellement d'une armature dans un forage traversant une pièce en béton peut généralement être obtenu avec une longueur d'interaction nettement plus petite que celle de l'ancrage droit des règles de béton armé (typiquement, pour une barre HA fe E 500, 15 à 20 diamètres suffisent, soit au moyen d'un mortier à retrait compensé, soit au moyen d'un coulis de ciment de fort C/E tel que celui mis en œuvre pour sceller le micropieu dans le sol); les principales difficultés rencontrées lors de la mise au point de ce type de liaison découlent du fait que le concepteur de la fondation existante n'a pas prévu ce mode de transfert des charges, et qu'il n'y a donc pas de suspente ni de couture et que les armatures de flexion ne sont pas nécessairement suffisantes, ce qui peut conduire à procéder à des renforcements du béton armé (recours à de la précontrainte, à un collage de bandes de fibres de carbone, à un béton armé complémentaire, etc.). Le scellement de l'armature du micropieu dans le béton de la semelle peut être compromis par dépôt de salissures (penser aux *cuttings*) sur les parois du carottage de béton; il est indispensable de nettoyer parfaitement cette surface avant de sceller l'armature.

1.5.4. Platine de liaison sur barre filetée

Typiquement, deux solutions sont utilisées : celle d'une platine prise entre deux écrous, ou bien celle d'un écrou comportant un élargissement suffisant pour former platine et bloqué en position par un contre-écrou.

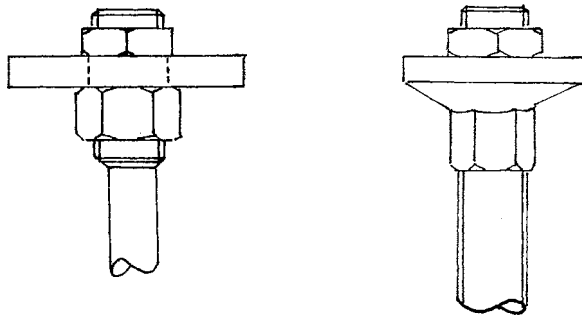


Figure 1.8. Schéma de liaison platine-barre filetée.

Les filetages sont généralement de pas important et dotés d'un jeu non négligeable. Pour que ce jeu ne perturbe pas le fonctionnement mécanique, on adopte l'une ou l'autre des dispositions schématisées ci-dessous :

- *efforts exclusivement de compression*: le contre-écrou est au-dessus de la platine et ne sert qu'à la mise en butée du filetage;

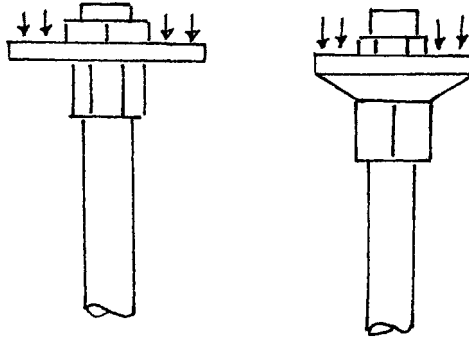


Figure 1.9. Exemple de liaison, micropieu comprimé.

- *efforts exclusivement de traction*: le contre-écrou est au-dessous de la platine et ne sert qu'à la mise en butée du filetage;

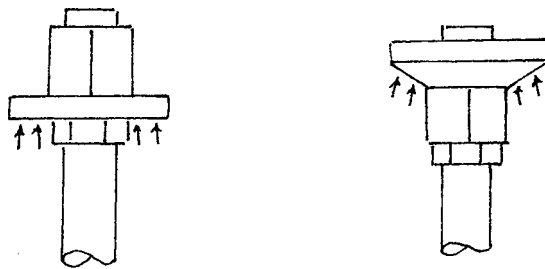


Figure 1.10. Exemple de liaison, micropieu tendu.

- *efforts de traction et de compression*: le contre-écrou joue le même rôle que l'écrou, chacun met l'autre en butée.

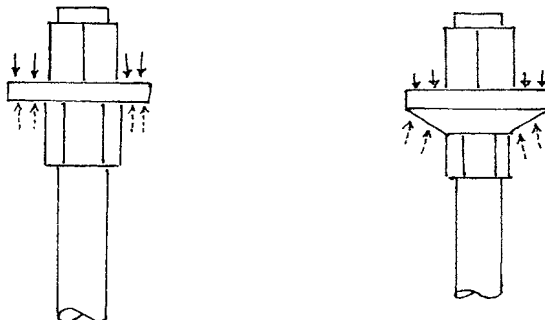


Figure 1.11. Exemple de liaison, micropieu comprimé ou tendu.

Lorsque le micropieu est appelé à supporter des efforts de traction et de compression, la disposition précédente ne convient que pour des pièces assez épaisses pour que le ferrailage puisse être organisé au-dessus et au-dessous de la platine. Si la pièce est mince, on peut aussi prévoir deux platines, chacune étant proche d'un parement de la pièce en béton armé, comme sur le schéma suivant (les « écrous élargis en platine » permettent de positionner la liaison au plus près du parement).

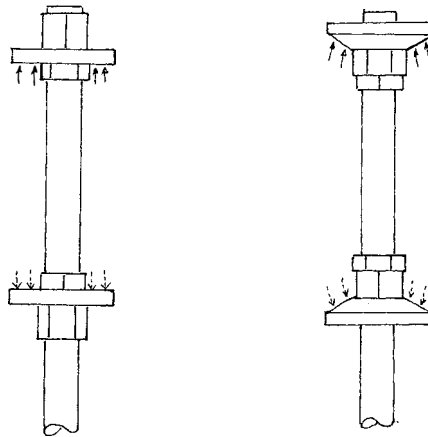


Figure 1.12. Autre mode de liaison, micropieu comprimé ou tendu.

Dans le cas d'un micropieu armé au moyen de plusieurs barres, plusieurs dispositions sont possibles, en fonction des exigences du projet :

- si les barres sont suffisamment éloignées les unes des autres, mise en place d'une platine commune à toutes les barres, avec écrous et contre-écrous (voir dispositions possibles pour barre unique).

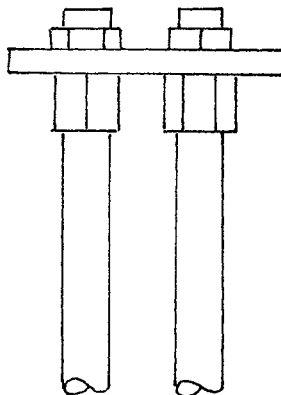


Figure 1.13. Platine commune à plusieurs barres suffisamment espacées.

- si les barres sont trop proches les une des autres pour pouvoir placer un écrou sur chaque barre, la liaison par écrou et contre-écrou ne concerne qu'une barre au plus, les autres nécessitant un recours à la soudure.

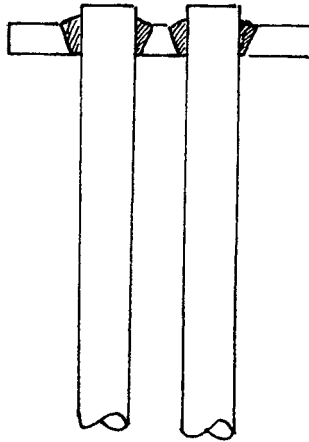


Figure 1.14. *Platine soudée sur plusieurs barres resserrées.*

- les barres peuvent être façonnées pour obtenir un espacement suffisant pour que chacune soit équipée d'une platine individuelle, le façonnage des barres étant préférentiellement réalisé avant scellement du micropieu pour éviter de fissurer le coulis durci et les efforts résultant de la courbure des barres étant pris en compte lors de la définition du ferrailage.

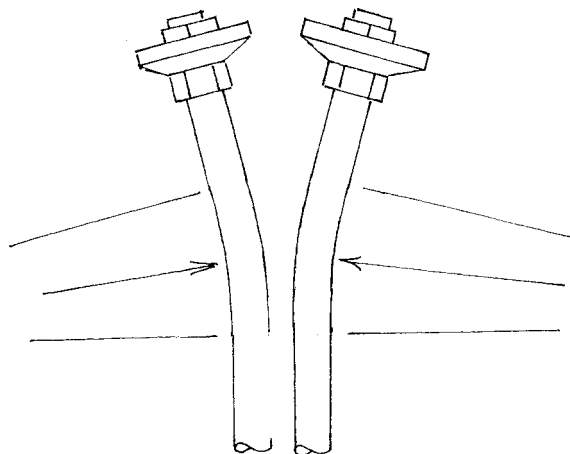


Figure 1.15. *Liaisons individuelles après épanouissement des barres.*

1.5.5. Platine de liaison soudée

Platine soudée sur une barre. La platine est généralement percée d'un trou conique, le grand diamètre du trou étant vers le haut puisqu'on n'a que très rarement la place pour accéder sous la platine.

La platine peut être équipée d'équerres verticales rayonnantes, pour lesquelles la soudure sur la barre est moins susceptible de présenter un défaut, les cordons pouvant par ailleurs être surdimensionnés à volonté.

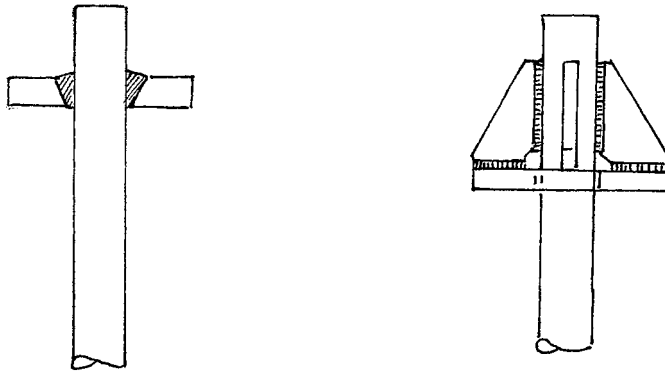


Figure 1.16. Exemples de liaisons par soudure.

Dans le cas d'armatures tubulaires, on rencontre diverses dispositions efficaces, parmi lesquelles celles schématisées ci-après :

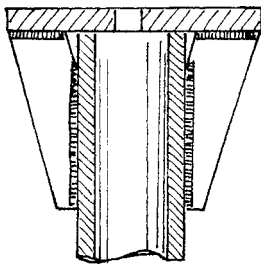


Figure 1.17. Sur tube, platine et équerres soudées.

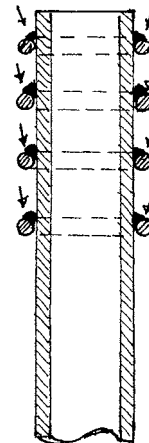


Figure 1.18. Schéma de cerces soudées sur tube.

1.5.6. Platine de liaison posée

Cette solution ne convient qu'à la transmission d'efforts de compression.

L'arase du tube en tête duquel on pose la platine est rectifiée de manière à être parfaitement plane. La platine est équipée d'un dispositif de centrage et bloquée en place pour ne pas être déplacée lors du bétonnage, soit par quelques points de soudure, soit par un système annexe de vissage.

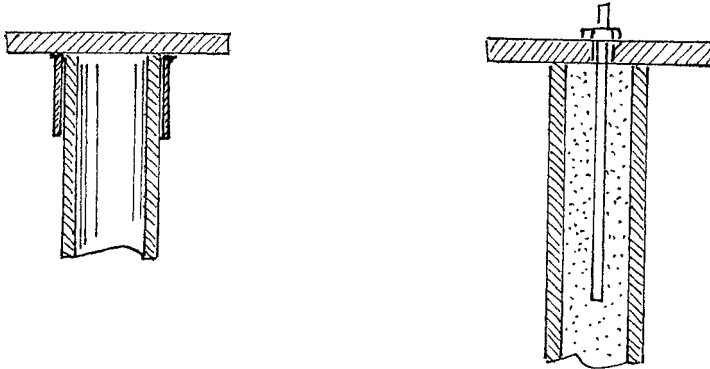


Figure 1.19. Schémas de dispositifs de maintien de la platine pendant le bétonnage.

1.5.7. Platine de liaison vissée sur un tube

Cette solution est généralement pratiquée lorsque l'armature est un tube pétrolier. On utilise le filetage prévu pour le raboutage, la platine est soudée en atelier sur le filetage complémentaire et lors de la réalisation du micropieu, on coupe les tubes de manière à disposer d'un filetage à la cote correspondant à la platine.

1.5.8. Armature formant poteau

Si l'on est en mesure de respecter des tolérances assez fines (en fonction de la nature de l'ouvrage projeté), le tube ou le profilé H armant le micropieu peut être prolongé au-dessus du sol et former poteau (Fig. 1.20). Un tel poteau étant généralement élancé, on a le plus souvent intérêt à réduire sa longueur libre de flambement en le bloquant à la surface du sol par des longrines (béton armé ou profilés métalliques).

Un cas particulier est rencontré à l'occasion de travaux de reprise en sous-œuvre pour création de sous-sols complémentaires sous un bâtiment existant. Prenons un exemple (Fig. 1.21): quatre micropieux sont reliés en tête à la base d'un poteau, la zone de liaison étant bloquée horizontalement en x , en y , et en torsion autour de

z; on excave par passes de faible hauteur et, à l'issue de chaque passe, on solidarise les micropieux au moyen de cornières ou autres profilés (il est recommandé de ne recourir à des soudures qu'avec discernement, dans la mesure où les armatures des micropieux sont sollicitées pendant la mise en place des liaisons).

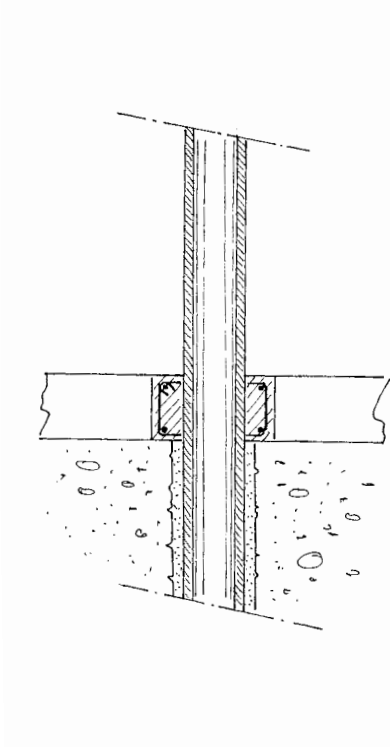


Figure 1.20. Schéma d'un micropieu à armature tubulaire se prolongeant en poteau.

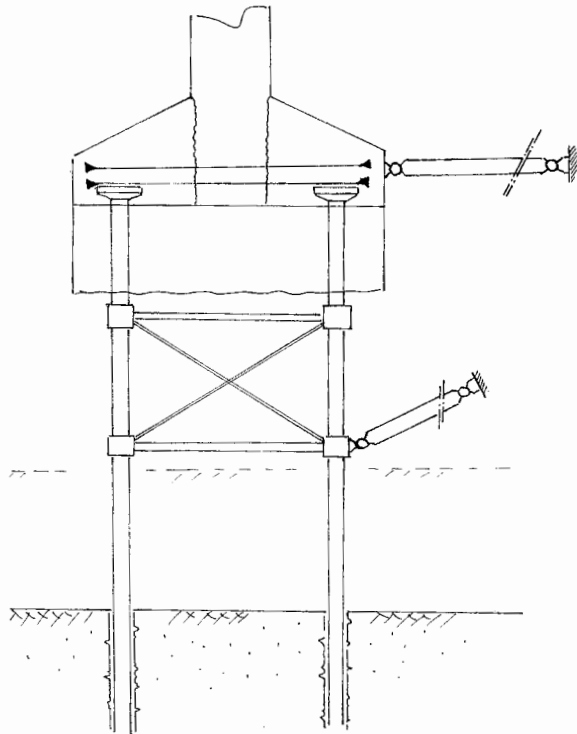


Figure 1.21. Schéma de stabilisation d'un ensemble de micropieux lors d'une excavation sous une semelle existante.

1.5.9. Dispositions particulières

1.5.9.1. Radier à étanchéité par l'extérieur

On est classiquement dans le cas d'un radier sollicité par des sous-pressions, pour lequel le dispositif retenu est une membrane d'étanchéité en sous-face du radier, qui prend appui sur des micropieux. Parmi les solutions en mesure de donner satisfaction, on peut citer l'exemple schématisé ci-après.

La membrane en PVC et les micropieux sont équipés sur le mètre supérieur d'un fourreau en PVC, rempli de coulis de scellement. La membrane est posée, elle

comporte une réservation au travers de laquelle passe le micropieu. Une pièce spéciale en PVC, constituée d'une partie cylindrique de diamètre intérieur à peine supérieur au diamètre extérieur du fourreau intégré au micropieu et d'une partie plane, est descendue autour du micropieu enduit de colle jusqu'à reposer sur la membrane encollée.

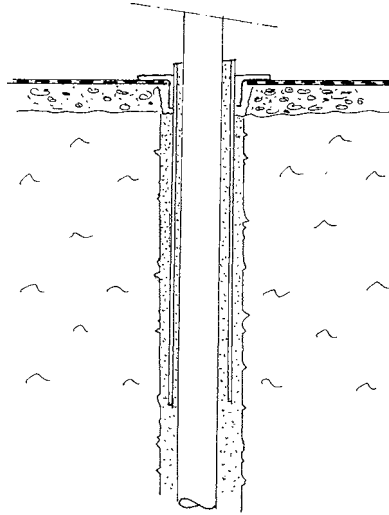


Figure 1.22. Exemple de traitement d'étanchéité autour d'un micropieu.

1.5.9.2. Articulations

Le projeteur peut souhaiter qu'un micropieu comprimé soit articulé en tête sur la structure de l'ouvrage. Deux schémas sont présentés ci-dessous, correspondant à une articulation type Freyssinet (béton plastifié) et à une articulation par appareil néoprène.

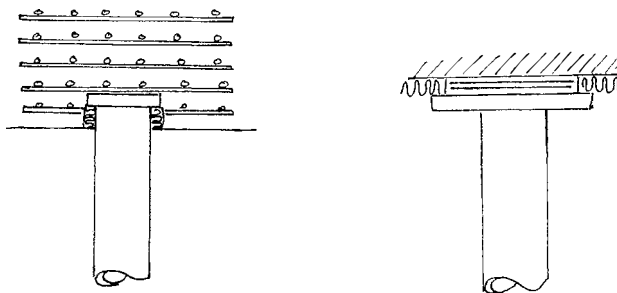


Figure 1.23. Exemples d'articulations.

1.5.9.3. Précontrainte d'un micropieu comprimé

Si l'application d'une précontrainte de traction est chose aisée, il n'en est pas de même lorsqu'on souhaite précontraindre un micropieu en compression, et ceci d'autant plus que cet objectif est généralement associé à des travaux de confortement d'un ouvrage existant (objectif de compensation préalable des tassements des micropieux).

On ne choisit pas la même solution si l'application d'une précontrainte doit être réalisée en une seule étape ou s'il faut pouvoir intervenir plusieurs fois.

Lorsque la précontrainte doit être appliquée en une seule phase, si les micropieux sont solidaires des sols de couverture et que ces sols sont susceptibles de présenter des déformations différées, il convient d'organiser une partie libre; comme les armatures de micropieux sont de faible inertie, il faut se préoccuper de stabilité de forme; le micropieu comporte, dans la partie libre, une chemise scellée au terrain, à l'intérieur de laquelle l'armature peut coulisser, le diamètre intérieur de la chemise doit être à peine supérieur à celui du tube d'armature, pour limiter le jeu latéral (donc les discontinuités de comportement en compression: au fur et à mesure de l'augmentation de la charge axiale, l'armature adopte des géométries en 1, puis 2, puis 3, etc. demi-ondes de sinusoïde le long de sa partie libre, avec des sauts de raccourcissement); après mise en charge, il peut être utile de remplir de coulis le vide qui sépare les deux tubes.

Un procédé de mise en charge des micropieux passe par l'utilisation de vérins plats. Les micropieux d'un point d'appui sont reliés en tête à une même pièce en béton armé ou en charpente métallique, au-dessus de laquelle on trouve une pièce solidaire de l'ossature que l'on veut supporter, et entre ces deux pièces sont disposés des vérins plats. Les vérins plats sont « gonflés » au moyen de coulis de ciment pour assurer le blocage définitif par simple prise. Le point d'appui de la structure sous lequel on intervient doit généralement être bloqué horizontalement pendant l'intervention (un coulis n'est pas en mesure de transférer des charges de cisaillement...); pour compenser les inévitables défauts de centrage sous un poteau, on peut utiliser trois pompes agissant chacune sur un tiers environ des vérins plats (ce qui ne nécessite pas que le nombre de vérins soit multiple de 3), et assujettir le débit relatif des pompes aux constats d'évolution des tilts sur des nivelles (des pompes manuelles rendent le travail assez lent pour éviter des erreurs grossières).

Lorsque les charges ne sont pas trop importantes, et que l'on souhaite pouvoir effectuer plusieurs interventions successives, des vérins à vis actionnés manuellement peuvent être employés, tout comme des vérins associant des coins et des vis; ces mêmes moyens peuvent être utilisés pour de fortes charges en leur apportant

l'assistance de vérins hydrauliques à piston; il peut être judicieux de choisir un ensemble de vérinage hydraulique de capacité insuffisante pour soulever seul la charge, de manière à éviter toute manœuvre brutale.

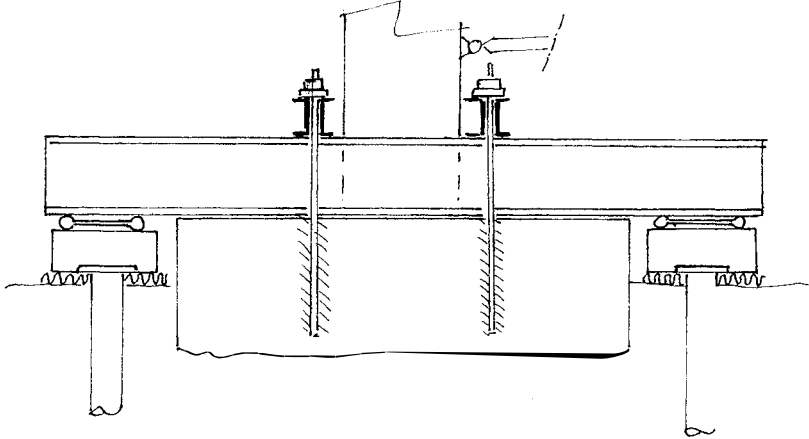


Figure 1.24. Schéma de principe de vérinage en confortement.

Dans tous les cas, si les micropieux doivent assurer une fonction permanente, il convient de se préoccuper de la manière dont sera assurée la protection contre la corrosion après achèvement des opérations de vérinage.

Nota :

- Lorsqu'une semelle, que l'on souhaite renforcer au moyen de micropieux et qu'on souhaite la précontraindre, repose sur plusieurs micropieux, il convient de précontraindre tous les micropieux simultanément, car le tassement d'un groupe diffère de celui d'un micropieu isolé;
- Lorsque des groupes de micropieux sont destinés à la reprise des charges d'une semelle avant d'excaver sous cette semelle, si on veut compenser les tassements, il est nécessaire de procéder à une ou plusieurs opérations de vérinage, au fur et à mesure des phases d'excavation et de triangulation ou contreventement des micropieux; le vérinage avant excavation met en charge le dispositif de transfert de charge, mais les micropieux ne tassent que peu car ils mobilisent le frottement latéral près de la surface, et les phases ultérieures déplacent les zones de frottement mobilisées et génèrent des tassements; le recours à la méthode observationnelle s'impose alors;
- Lorsqu'on met en œuvre plusieurs vérins pour appliquer la précontrainte, à moins que la structure ne soit apte à supporter des excentricités de charge, il faut généralement répartir les vérins en trois groupes dont les centres de gravités ne sont pas alignés, et agir en individualisant ces groupes de manière à maîtriser les basculements;

- Les opérations de vérinage pour précontrainte des micropieux sont toujours des interventions très délicates, et porteuses de risques; avant de choisir une telle option, il faut s'assurer qu'elle est vraiment indispensable.

1.6. ACCESSOIRES

1.6.1. Tubes d'injection

Les tubes d'injection utilisés pour réaliser un scellement gravitaire, si l'armature ne forme pas elle-même tube d'injection, sont généralement en matière plastique et leur diamètre intérieur est de l'ordre du centimètre. Leur résistance doit être suffisante pour ne pas risquer l'éclatement sous les pressions appliquées, qui sont susceptibles d'avoisiner 1 MPa dans le cas de la compensation d'essorage par le fond du trou.

1.6.2. Tubes à manchettes

Lorsque le tube à manchettes n'est pas constitué par l'armature et qu'il est placé à côté, on utilise généralement des tubes de diamètre intérieur de l'ordre de 4 cm, généralement en matière plastique, mais ils peuvent aussi être en acier.

Les fournisseurs proposent plusieurs capacités de résistance à la pression intérieure, mais on peut se demander quelle résistance est nécessaire. Avant claquage du coulis au voisinage d'une manchette, le tube est peu sollicité car il est calé par le coulis de gaine. Après claquage, il est sollicité par le différentiel de pression entre l'intérieur et l'extérieur. Dans cette dernière situation, il ne doit pas se déformer au point de compromettre le bon fonctionnement des obturateurs, sachant que les obturateurs gonflables exercent une pression supérieure à celle du coulis dans la chambre, tandis que la pression extérieure peut être plus petite à leur niveau qu'au voisinage immédiat de la manchette.

Les tubes à manchettes utilisés pour l'injection répétitive simultanée sont des tubes souples de diamètre centimétrique. Comme on souhaite procéder à l'injection avant que la résistance en traction du coulis n'ait atteint la plus petite valeur de pression limite pressiométrique des sols des zones de scellement, on dispose ainsi d'un critère de pression, à savoir cette valeur minimale de la pression limite pressiométrique, sur laquelle il convient de prendre une marge de sécurité.

Les tubes à manchettes de gros diamètre, scellés au terrain par IRS avant que l'armature ne soit mise en place à l'intérieur, sont dans la pratique des tubes en acier, noir ou galvanisé. On pourrait imaginer d'utiliser des tubes en plastique crénelés, analogues à ceux utilisés pour protéger les barres contre la corrosion...

1.6.3. Chaussettes en géotextile

Les textiles utilisés pour la constitution des chaussettes sont généralement des « jerseys », car on a besoin d'une grande extensibilité pour que la pression du coulis plaque sans résistance notable la chaussette contre les irrégularités du terrain.

1.6.4. Centreurs

Les charges d'appui des centreurs d'armatures de micropieux sont plus ou moins importantes suivant que les micropieux sont inclinés ou verticaux (effets du poids propre de l'armature). Les centreurs et leur espacement sont choisis en fonction de la résistance des sols traversés (pression de contact), de l'inclinaison du micropieu (ils sont bien plus sollicités par des micropieux inclinés), du poids unitaire de l'armature et de la souplesse de l'armature.

Les centreurs ne doivent pas s'opposer au passage du coulis.

Les centreurs les plus courants sont :

- des « paniers » en matière plastique entourant les armatures, souvent constitués à partir de tronçons de tubes fendus et thermoformés ;
- des « paniers » en feuillard d'acier ;
- des ronds à béton formés en bateau et soudés sur les armatures.

Un bon centrage de l'armature conditionne beaucoup plus la protection contre la corrosion que les performances des scellements. Les textes européens devraient conduire à une prise en compte de l'épaisseur d'enrobage que ne prévoient pas les textes français.

1.6.5. Pièces de liaison et de rabotage

Les armatures peuvent être des barres souvent de type « vissable », autrement dit comportant des reliefs formant filetage de telle sorte qu'on puisse aisément les rabouter au moyen d'un manchon proposé par le fournisseur. Le diamètre extérieur des manchons est évidemment supérieur à celui de la barre, et il convient d'en tenir compte pour apprécier l'encombrement local du forage.

Dans certains cas, on utilise des ronds à béton non vissables. On peut alors en fileter les extrémités et cela selon deux dispositions : soit le filetage réduit la section de l'armature et en conditionne donc la résistance, soit la barre est préalablement « refoulée » de manière à augmenter son diamètre sur une longueur qui est ensuite filetée.

Le rabotage de tubes est susceptible, de la même manière, de constituer ou non un point faible en fonction de l'existence ou non de surépaisseurs.

1.7. Protection contre la corrosion

Aucune recherche spécifique relative à la corrosion des armatures de micropieux n'a été conduite dans le cadre du projet national Forever. En effet, les travaux antérieurs conduits sur les clous à l'occasion du projet national Clouterre sont directement transposables aux micropieux.

Les textes de référence ne sont pas du tout homogènes à propos de la prise en compte de la corrosion. On trouve des prises en compte de perte de matière (réduction de section en fonction du temps et de l'agressivité du milieu), des limitations de contrainte, etc.

La pratique varie d'un pays à l'autre : par exemple, en Allemagne, le recours aux aciers « inoxydables » semble courant, tandis qu'en France des déboires relatifs aux ouvrages en Terre Armée des années soixante-dix comportant des armatures en métaux passivables ont conduit à exclure ce mode de protection contre la corrosion, car dans le sol, la corrosion par piqûre est beaucoup plus dangereuse que la corrosion assez homogène des aciers ordinaires.

On considère généralement en France que le coulis de scellement, s'il contribue à coup sûr à la protection des armatures contre la corrosion, ne constitue pas pour autant une protection fiable, sauf dans divers cas de micropieux battus-enrobés. Les positions réservées quant à l'apport du coulis sont relatives aux conséquences des défauts de centrage et aux éventuelles pollutions locales, ainsi qu'à la fissuration du coulis durci dans le cas de micropieux tendus. Néanmoins, les textes européens sont susceptibles de conduire à une évolution de la pratique française à cet égard, sous réserve de mise au point de dispositions pratiques garantissant un enrobage effectif en tout point. On peut noter que ce type d'objectif est *a priori* plus facile à atteindre pour des micropieux verticaux que pour des micropieux inclinés : déformations de l'armature entre centreurs, déformation des centreurs, raideur d'appui des centreurs contre le sol...

Certains pays pratiquent une protection des armatures en les recouvrant par exemple de résine époxydique avant insertion dans les forages. Cette solution n'est pas utilisée en France car ce type de protection seulement physique peut être compromis par une rayure qui perce le revêtement. Elle ne peut donc être envisagée que si les conditions d'exécution permettent une mise en place aisée et sans frottement direct de l'armature contre les parois du forage ou le tubage ; elle est donc sans doute contre-indiquée pour des micropieux inclinés, tandis que, pour des micropieux verticaux, les centreurs doivent être très rapprochés.

Les aciers de haute limite élastique, sollicités en traction, sont susceptibles d'être le siège d'une corrosion fissurante. Si la mise en œuvre de barres en acier de nuance élevée est rare, il est en revanche courant d'utiliser des tubes pétroliers dont la

limite d'élasticité peut être très haute. Ce n'est pas une contre-indication lorsque les micropieux sont sollicités par des contraintes de compression, mais il convient de limiter les contraintes de traction (micropieu tendu et/ou fléchi) à celles acceptables pour un acier Fe E 600 si l'on veut être à l'abri de la corrosion fissurante.

1.7.1. Protection cathodique

Ce mode de protection contre la corrosion n'est que très rarement utilisé, compte tenu des sujétions de maintenance qui conditionnent son efficacité. Il est cité ici pour mémoire.

1.7.2. Galvanisation, épaisseur sacrificielle

Ces deux approches sont similaires, puisque dans les deux cas on sacrifie à la corrosion une certaine quantité de matière. Avec la galvanisation où le zinc assure une protection cathodique de l'acier, la corrosion n'est pas susceptible de concerner significativement l'acier protégé tant que tout le zinc n'a pas été consommé, tandis qu'on peut craindre une hétérogénéité de la progression de la corrosion quand on sacrifie une épaisseur d'acier.

Il est probable que la galvanisation est préférable lorsque la plus petite dimension des armatures est modeste et que le sacrifice d'une épaisseur d'acier convient mieux aux pièces plus épaisses.

Le projet de norme du Comité européen de normalisation (CEN/TC 288/WI 008) fournit dans son annexe D des indications relatives à la vitesse de corrosion. Ces indications laissent penser que les valeurs proposées par certains textes, tels que ceux relatifs au renforcement par clouage, sont très pessimistes, mais il convient de remarquer que les références y sont les pieux et palplanches, autrement dit des éléments dont la section transversale est beaucoup plus importante que celle de l'armature d'un micropieu, et pour lesquels on a simultanément une masse relative bien plus importante d'acier (consommation et renouvellement des agents corrosifs) et une moindre sensibilité à une irrégularité de distribution de la corrosion.

1.7.2.1. Cas de l'acier non protégé

L'appréciation de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion en fonction du temps et de l'environnement du micropieu peut être conduite selon la même démarche que pour des clous, démarche formalisée par la norme XP P 94-240.

La corrosivité est évaluée en appliquant la norme A 05-251, ce qui conduit à l'évaluation d'une note Σa .

Pour des aciers non galvanisés, en fonction de Σa et de la durée de service de l'ouvrage, une épaisseur d'acier est sacrifiée à la corrosion ou une protection par

gaine plastique crénelée injectée est obligatoire. Le tableau 1.1 reprend celui de la norme XP P 94-240; l'épaisseur en mm indiquée par le tableau est une réduction de diamètre pour une barre, une réduction d'épaisseur pour un plat ou une aile de profilé, une réduction de diamètre extérieur pour un tube rempli de coulis de ciment. L'aire de la section résiduelle après corrosion doit être supérieure à la moitié de la section avant corrosion.

Tableau 1.1. Épaisseur minimale en mm d'acier sacrifiée à la corrosion.

| Σa | Durée de l'ouvrage | | | |
|------------|---|--------|--------------------------|---------|
| | 2 ans | 30 ans | 70 ans | 100 ans |
| 0 à 4 | 0 | 2 | 3,25 | 4 |
| 5 et 6 | 0 | 3 | 5 | 6 |
| 7 et 8 | 0 | 4 | 6,5 | 8 |
| 9 à 12 | 2 | 8 | gaine plastique injectée | |
| > 12 | protection par gaine plastique injectée obligatoire | | | |

1.7.2.2. Cas de l'acier protégé par galvanisation

Les textes en vigueur ne traitent que le cas d'armatures mises en place dans un remblai, au travers de la norme A 05-252. La gamme de corrosivité ne correspond pas à celle des sols en place. On peut, en pratique, se référer à cette norme, selon laquelle on prend en compte une moindre épaisseur d'acier sacrifié à la corrosion pour une galvanisation à chaud de 500 g/m² (tableau 1.2).

Tableau 1.2. Correspondance d'épaisseur sacrifiée avec galvanisation.

| Épaisseur sacrifiée acier non galvanisé | Épaisseur sacrifiée acier galvanisé |
|--|--|
| 0,5 mm | 0 mm |
| 1,5 mm | 0,5 mm |
| 2 mm | 1 mm |
| 3 mm | 1 mm |
| 4 mm | 1,5 mm |
| 5 mm | 2 mm |

1.7.2.3. Cas particulier de micropieux scellés dans un tube à manchettes en acier

Le centrage peut ici être irréprochable et le coulis entre tube et armature n'a pas de raison d'être défectueux. On admet donc dans ce cas de considérer que, même après corrosion de l'épaisseur du tube à manchettes, le micropieu est protégé contre la corrosion, au même titre qu'avec une protection par gaine plastique crénelée et injectée (sauf en présence d'agents agressifs susceptibles d'attaquer le coulis, à moins évidemment d'avoir choisi un ciment insensible à ces agents agressifs).

1.7.3. Gaine plastique crénelée injectée

En partant de l'axe, on a :

- l'armature;
- le coulis de protection contre la corrosion;
- une gaine crénelée en matière plastique (elle est crénelée pour garantir la transmission du cisaillement);
- le coulis de scellement;
- le sol.

La base de la gaine est obturée par un bouchon en matière plastique.

En pratique, on met généralement en place la protection autour de l'armature (gaine crénelée et coulis de protection) avant insertion dans le forage et on attend que le coulis ait durci pour insérer l'ensemble dans le forage. Lorsque les micropieux sont trop longs pour que l'armature gainée soit manipulable en une seule pièce, on procède à des rabouages qui concernent aussi la protection, par exemple suivant le procédé, qui utilise des manchons « thermorétractables ».

RÉFÉRENCES

Rapports Forever

- FRANK R., MALÉKI K. et ALTMAYER F. – *Corrosion des micropieux*. Rapport interne n° FO/95/08, 1997, Bibliographie.
- VEZOLE P. – Technologies de micropieux. Micropieux à armatures métalliques scellées dans le sol. Rapport interne n° FO/93/05, 1994.

Autres références

- Fascicule 62-Titre V : « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux*. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1993.
- GUILLOUX A. – *Synthèse des études de corrosion pour des ouvrages métalliques enterrés. Application au clouage des sols*, 1989.
- Norme A 05-251 – *Corrosion par les sols. Évaluation de la corrosivité. Ouvrages en acier enterrés*. Afnor.
- Norme A 05-252 – *Corrosion par les sols. Aciers galvanisés ou non mis au contact de matériaux naturels de remblai*. Afnor.
- Norme P 11-212 (DTU 13.2) – *Fondations profondes pour le bâtiment*. Afnor.
- Norme XP P 94-240 – *Renforcement des sols. Soutènement et talus en sol en place renforcé par des clous. Justification du dimensionnement*. Afnor.
- VEZOLE P. – « Micropieux scellés dans des forages, quelques remarques ». *Annales de l'ITBTP*, n° 6, décembre 1998.

Comportement élémentaire des micropieux

2.1. COMPORTEMENT SOUS CHARGEMENT AXIAL

2.1.1. Introduction: comportement d'un micropieu isolé

2.1.1.1. *Comportement expérimental*

Les micropieux se différencient des pieux par leur petit diamètre et un élancement bien plus grand, de l'ordre de 100. Il en résulte que, sous charge axiale, le comportement d'un micropieu est, sauf cas particulier, principalement régi par le frottement latéral qui se développe le long du fût. La résistance de pointe reste en général négligeable et, lorsqu'elle ne l'est pas, elle n'est mobilisée que tardivement, après le frottement latéral.

Le mécanisme du développement du frottement latéral, dans un essai de chargement axial d'un micropieu, peut être mis en évidence expérimentalement en mesurant la diffusion du raccourcissement du pieu à partir de la tête et jusqu'à la pointe. On utilise, pour ce faire, un extensomètre, tel l'extensomètre amovible des LPC, descendu dans un tube scellé dans le micropieu.

La figure 2.1 montre cette répartition du raccourcissement local du micropieu ($\varepsilon = \Delta l/l$) en fonction de la profondeur, mesurée à l'extensomètre amovible, lors du chargement axial d'un micropieu.

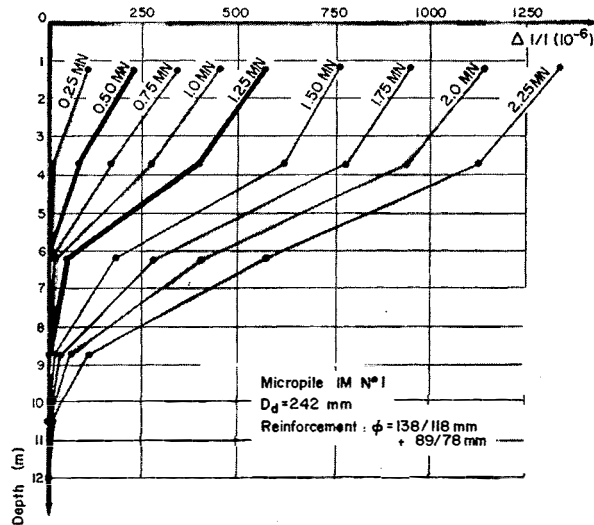


Figure 2.1. Courbe de la compression le long d'un micropieu en fonction de l'effort appliqué en tête au cours d'un essai de chargement.

Si l'on suppose que le micropieu conserve un comportement élastique durant le chargement, ce qui est pratiquement toujours le cas, le raccourcissement $\varepsilon(z)$ est proportionnel à la charge $P(z)$:

$$P(z) = ES \cdot \varepsilon(z) \quad (ES : \text{rigidité du micropieu})$$

de telle sorte que les courbes de raccourcissement avec la profondeur sont les mêmes que celles de la répartition de l'effort dans le micropieu.

On constate tout d'abord que, pour les faibles charges, le micropieu n'est contraint que sur une partie de sa longueur. Puis, au fur et à mesure que la charge en tête augmente, la partie contrainte augmente, en même temps que les courbes de diffusion de la charge ou du raccourcissement en tête ont tendance à devenir linéaires et parallèles dans leur partie supérieure.

Progressivement, la courbe $\varepsilon(z)$ ou $P(z)$ atteint la base du micropieu et, à la rupture, elle est entièrement constituée de parties linéaires ou d'une seule si le sol est homogène.

2.1.1.2. Interprétation théorique

Une modélisation théorique simple permet de comprendre les différentes étapes constatées précédemment dans la courbe de répartition du raccourcissement ou de la charge dans le pieu.

Considérons un micropieu de diamètre B , de longueur L et de rigidité ES , mis en place dans un sol homogène. Nous supposons, par ailleurs, que la résistance de pointe du micropieu est totalement négligeable.

La loi de mobilisation du frottement latéral est un élément important qui gouverne le comportement du micropieu. Nous ferons l'hypothèse d'une loi linéairement élastique-parfaitement plastique, caractérisée par les deux paramètres :

- k : pente de la partie linéaire $\tau = ky$ où y est le déplacement relatif du micropieu par rapport au sol à la profondeur z ;
- q_s : frottement latéral limite, avec $q_s = k \cdot y_1$.

Dans la réalité, la loi de mobilisation du frottement latéral est plus complexe, mais la simplification faite suffit largement à interpréter les différentes phases du chargement.

On peut alors établir facilement l'équation différentielle de l'effort axial $P(z)$ (ou du raccourcissement $\varepsilon(z)$) dans le micropieu en traduisant en équations les trois points suivants :

1. l'équilibre local du micropieu (Fig. 2.2a);
2. l'élasticité linéaire du micropieu;
3. la loi de mobilisation du frottement latéral.

On obtient les équations suivantes :

$$1) dP = -\tau \cdot \pi \cdot B \cdot dz$$

$$2) \varepsilon(z) = -\frac{dy}{dz} = \frac{P(z)}{ES}$$

$$3) \begin{cases} \tau = ky & y \leq y_1 \\ \tau = q_s & y \geq y_1 \end{cases}$$

et, par combinaison, l'équation différentielle :

$$\frac{d^2P}{dz^2} - \frac{P}{\lambda^2} = 0 \text{ avec } \lambda = \sqrt{\frac{ES}{k \cdot \pi \cdot B}} \text{ appelée « longueur efficace de référence »}$$

valable tant que le frottement latéral limite q_s n'est pas atteint ($y \leq y_1$). Dans le cas contraire, l'effort $P(z)$ dans le pieu est donné par :

$$\frac{dP}{dz} = -\pi \cdot B \cdot q_s \quad (y \geq y_1)$$

Les conditions aux limites sont:

$$\begin{cases} P = P_0 & \text{pour } z = 0 \\ P = 0 & \text{pour } z = L \end{cases}$$

Il en résulte deux courbes possibles pour $P(z)$ selon que le frottement latéral limite n'est atteint en aucun point du point ($y \leq y_1$) ou qu'il est atteint sur toute la partie supérieure du micropieu définie par ($0 \leq z \leq z_1$).

Dans le premier cas, l'effort $P(z)$ est donné par:

$$P(z) = P_0 \frac{sh\left(\frac{L-z}{\lambda}\right)}{sh\left(\frac{L}{\lambda}\right)}$$

Dans deuxième cas, l'effort $P(z)$ est donné par:

$$\begin{cases} P(z) = P_0 - \pi B q_s z & \text{pour } z \leq z_1 \\ P(z) = \frac{P_1 sh\left(\frac{L-z}{\lambda}\right)}{sh\left(\frac{L-z_1}{\lambda}\right)} & \text{pour } z \geq z_1 \end{cases}$$

Le raccordement au point $z = z_1$ des deux courbes $y(z)$ correspondantes permet de calculer les deux paramètres P_1 et z_1 .

On voit ainsi se manifester, au fur et à mesure de la saturation du frottement latéral à partir de la tête du micropieu, des courbes $P(z)$ avec partie linéaire et partie indépendante de la charge en tête (Fig. 2b).

En revanche, ce calcul ne met pas en évidence, dans la phase où il n'y a aucune saturation du frottement latéral ($y \leq y_1$ tout au long du pieu), de profondeur critique au-delà de laquelle le micropieu n'est plus contraint. Cette profondeur n'existe pas de façon rigoureuse, mais, au-delà d'une certaine « longueur efficace » directement proportionnelle à λ et augmentant avec la charge en tête P_0 , le rapport

P/P_0 devient suffisamment faible pour que l'on puisse négliger l'effort transmis dans le micropieu (Schlosser et Guilloux, 1981).

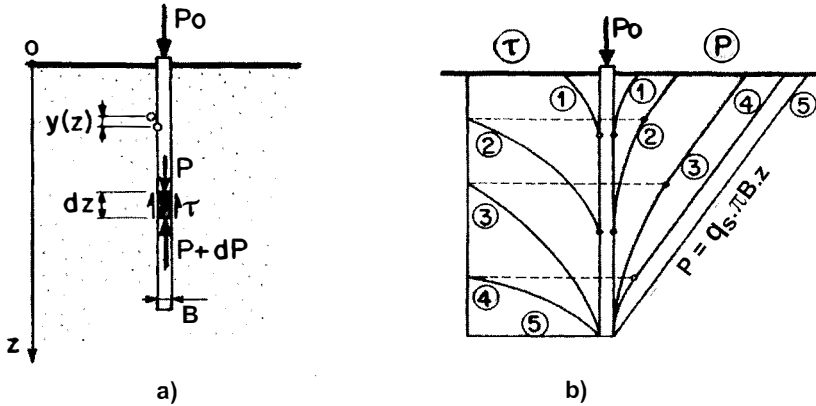


Figure 2.2. Modélisation des phases de chargement d'un micropieu en fonction de la modélisation du frottement latéral (loi élastique linéaire-parfaitement plastique).

La figure 2.2b résume les diverses phases du chargement du micropieu au fur et à mesure de la mobilisation et de la saturation du frottement latéral à l'interface sol/micropieu.

2.1.2. Dimensionnement des micropieux sous charge axiale et recommandations

2.1.2.1. Détermination du frottement latéral unitaire q_s pour un micropieu

Les valeurs du frottement latéral limite (unitaire) q_s données dans les règlements ont généralement été établies empiriquement à partir d'essais de chargement de micropieux et/ou de tirants d'ancrage.

Les banques de données qui ont fourni ces valeurs de q_s proviennent de résultats d'essais bien instrumentés sur des chantiers de référence concernant divers types de micropieux utilisés en France dans la plupart des natures de sol.

La valeur du frottement latéral unitaire q_s dépend beaucoup du mode d'exécution du micropieu (outil de forage, fluide de forage, type d'injection, pression d'injection...). Même si la nature du sol et sa compacité jouent un rôle important, c'est le couple type de micropieu/nature du sol qui est dimensionnant.

La variation d'un des paramètres d'exécution pouvant influencer de façon très significative sur q_s , il n'est pas étonnant que les résultats des essais sur micropieux soient très dispersés et qu'il soit délicat d'obtenir des abaques représentatifs de la réalité complexe des chantiers.

La valeur du frottement latéral q_s , pour un sol donné, est fournie par des jeux d'abaques en fonction de la valeur de la pression limite $p_l(z)$ mesurée au pressiomètre normal Ménard ou en fonction de la résistance de pointe $q_c(z)$ mesurée au pénétromètre statique. Les abaques des différents auteurs et des règlements peuvent être utilisés par un projeteur, n'ayant pas de connaissances précises des performances du couple type de micropieu/nature du sol, dans le cadre d'un avant-projet.

À l'étape du projet et encore plus du chantier il est très fortement recommandé de faire des essais pour vérifier les valeurs de calcul de q_s . Les essais de traction sont généralement suffisants, puisque les micropieux travaillent peu ou pas en pointe et que le frottement latéral en traction et en compression est a priori du même ordre de grandeur. Ces essais sont normalement réalisés par paliers de chargement. Pour diverses raisons, on peut être amené à réaliser des essais à vitesse constante. Les essais à vitesse constante ont notamment l'avantage de fournir la traction de pic en présence d'un phénomène de radoucissement. Les essais par paliers ont été systématiquement utilisés dans les essais de micropieux qui ont permis de constituer les banques de données; ils fournissent la traction limite Q_u et la traction critique de fluage Q_c .

Les différents documents qui fournissent les valeurs de q_s sont:

- Fascicule 62-Titre V « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux*. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1993.
- Norme P11-212-1 (DTU 13.2) de septembre 1992.
- BUSTAMANTE M., DOIX B. – « Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés ». *Bulletin de liaison des LPC*, n° 140, 1985.
- Comité français de la mécanique des sols et des travaux de fondations – *Recommandations T.A 95. Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage*. Eyrolles, 1995.

2.1.2.2. Calculs des micropieux soumis à des charges axiales

En 2002, il existe deux règlements français concernant le calcul des micropieux. La norme P 11-212-1 (DTU13-2) s'applique au calcul des micropieux de *bâtiment*, le fascicule 62-titre V (1983) aux micropieux de *génie civil*.

On présentera, dans ce document, le fascicule 62-titre V qui est plus précis que la norme P 11-212-1 et prend bien en compte les actions sur les fondations profondes (frottement négatif, poussées latérales...). Si les principes sont les mêmes pour la norme P 11-212-1, les tableaux, abaques et coefficients de sécurité partiels sont différents.

2.1.2.2.1. Principes du calcul

Les principes de justification des micropieux sont conformes à la théorie générale du calcul aux états limites qui consiste, pour un état limite donné, à vérifier que la charge axiale de calcul reste égale ou inférieure à la capacité portante de l'élément de fondation.

On distingue :

- les états limites ultimes (ELU) qui ont pour objet de s'assurer que la probabilité de ruine de l'ouvrage est acceptable;
- les états limites de service (ELS) qui ont pour objet de s'assurer qu'un seuil de déplacement jugé critique est acceptable.

La charge axiale de calcul résulte, pour une situation donnée, de la détermination de la sollicitation de calcul à partir d'une combinaison d'actions. Les actions sont multipliées par des coefficients de pondération γ et il est appliqué un coefficient de méthode de 1,125 dans le calcul de la sollicitation due aux actions.

La capacité portante, dans un état limite donné, est obtenue en divisant par un coefficient de sécurité partiel la charge limite de ce même état.

2.1.2.2.2. Situations et actions

□ Situations

La justification de la structure est envisagée pour différentes actions :

- situations en cours de construction;
- situations en cours d'exploitation;
- situations accidentelles.

□ Actions

Les actions sont classées en actions permanentes, variables et accidentelles :

- G actions permanentes;
- Q actions variables;
- F_A actions accidentelles.

Les valeurs représentatives des actions sont :

- pour les actions permanentes : G_k ;
- pour les actions variables :
 - valeurs caractéristiques Q_{ik} de l'action Q_i ;

- valeurs de combinaison $\psi_{0i} \cdot Q_{ik}$;
- valeurs fréquentes $\psi_{1i} \cdot Q_{ik}$;
- valeurs quasi permanentes $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$.

Les actions sont transmises aux micropieux :

- directement par la *structure* (par exemple, les charges de ponts routiers définies par le fascicule 61-Titre II), en tenant compte éventuellement de l'interaction sol-structure ;
- par le *sol* :
 - actions dues à un déplacement d'ensemble du sol :
 - tassement du sol entraînant un frottement négatif (action permanente G_{sn}),
 - instabilité du sol pour des fondations dans une pente entraînant des poussées latérales (action permanente G_{sp}),
 - fluage du sol, dans le cas par exemple de fondations profondes implantées à proximité d'un remblai sur sol compressible entraînant des poussées latérales (action permanente G_{sn}) ;
 - actions dues à l'eau :
 - pressions interstitielles en tenant compte des forces d'écoulement si elles existent (action G_w avec $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$),
 - effets hydrodynamiques (poussée de courant, houles, séisme...).

2.1.2.2.3. Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul

Les *sollicitations* (efforts internes) dans les micropieux sont calculées à partir des *actions* (efforts externes) en tenant compte de modèles de comportement plus ou moins complexes et représentatifs de la réalité.

□ **Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes**

- *Combinaisons fondamentales*

$$1,125S \left\{ 1,2G_{max} + 0,9G_{min} + \gamma_{Gw}G_w + [\gamma_{sn}G_{sn}] + \gamma_{sp}G_{sp} + \gamma_{Fw}F_w + \gamma_{F1Q1}Q_{1k} + \sum_{i>1} 1,15\psi_{0i}Q_{ik} \right\}$$

- G_{max} : actions permanentes défavorables,
- G_{min} : actions permanentes favorables,
- G_w : actions des pressions de l'eau,
- G_{sn} : actions éventuelles de frottement négatif,
- G_{sp} : actions éventuelles de poussées latérales,
- F_w : actions hydrodynamiques,

- Q_{1k} : valeur caractéristique de l'action variable de base,
 $\Psi_{0i}Q_{ik}$: valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

Les sollicitations dues au frottement négatif ont été isolées car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables. Pour les justifications on prendra le maximum, soit des actions permanentes et du frottement négatif, soit des actions permanentes et des surcharges.

En ce qui concerne les coefficients de pondération:

- γ_{Gw} vaut 1,0 lorsque la pression interstitielle présente un caractère favorable,
 1,05 lorsque la pression interstitielle présente un caractère défavorable;
 γ_{sn} vaut 1,2 ou 1, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable;
 γ_{sp} vaut 1,2 ou 0,6, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable;
 γ_{Fw} vaut 1,2 ou 0,9, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable;
 γ_{F1Q1} vaut 1,33 dans le cas général,
 1,20 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

• *Combinaisons accidentelles*

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + F_A + \Psi_{11}Q_{1k} + \sum \Psi_{2i}Q_{ik} \right\}$$

- F_A : valeur nominale de l'action accidentelle;
 $\Psi_{11}Q_{1k}$: valeur fréquente d'une action variable Q_1 ;
 $\Psi_{2i}Q_{ik}$: valeur quasi permanente d'une autre action Q_i .

• *Combinaisons vis-à-vis des états limites de stabilité d'ensemble*

$$1,125S \left\{ 1,05G_{max} + 0,95G_{min} + G_w + \gamma_{F1Q1}Q_{1k} + \sum 1,15\Psi_{0i}Q_{ik} \right\}$$

□ *Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service*

• *Combinaisons rares*

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + Q_{1k} + \sum \Psi_{0i}Q_{ik} \right\}$$

- *Combinaisons fréquentes*

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum \Psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

- *Combinaisons quasi permanentes*

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + G_{sn} + G_{sp} + F_w + \sum \Psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

2.1.2.3. Recommandations pour la justification d'un micropieu soumis à un effort axial

La spécificité des micropieux impose certaines précautions dans la conception de ce type de fondations. Les micropieux ne pouvant pas reprendre de moment fléchissant, on placera trois micropieux sous les charges isolées (poteau) et des groupes de deux micropieux sous les charges linéairement réparties (mur, voile). Pour les mêmes raisons, on limitera la tolérance d'implantation à 4 cm au lieu des 15 cm habituels pour les pieux. On vérifiera le déplacement de la tête du micropieu, spécialement pour les micropieux de fort élancement équipés de barre à très haute limite élastique, qui devra rester compatible avec le fonctionnement de la structure portée.

Seul l'acier est pris en compte dans les justifications pour les micropieux de type 2, 3 et 4. Pour tenir compte de la corrosion, on conduit les calculs avec une section d'acier réduite.

2.1.2.3.1. Calcul de la charge limite du micropieu

□ À partir des essais sur chantier

Dès le début du chantier on exécutera *au moins deux essais* de conformité par nature de sol.

En fonction du nombre d'essais, qui peut être supérieur à 2, on pourra appliquer, lorsque la dispersion des résultats n'excède pas 30 %, la valeur suivante, proposée par F. Baguelin (Fascicule 62-Titre V, 1993):

$$Q = Q_{min} \left(\frac{Q_{min}}{Q_{max}} \right)^\xi$$

avec:

Q valable pour les charges limites et les charges de fluage, tant en compression qu'en traction;

Q_{min} : minimum des valeurs mesurées;

Q_{max} : maximum des valeurs mesurées;

ξ : coefficient donné par le tableau ci-après en fonction du nombre N d'essais.

| | | | | |
|-------|------|------|------|------|
| N | 2 | 3 | 4 | 5 |
| ξ | 0,55 | 0,20 | 0,07 | 0,00 |

Le projet d'*Eurocode 7-1* (version finale, 2001) recommande de calculer la charge limite caractéristique Q_k (Q_u en compression ou Q_{tu} en traction) à partir de N résultats d'essais de chargement statique de la manière suivante:

$$Q_k = \text{Min} \{ (Q_m)_{moy} / \xi_1; (Q_m)_{min} / \xi_2 \}$$

où ξ_1 et ξ_2 sont les coefficients de corrélation appliqués à la moyenne $(Q_m)_{moy}$ et au minimum $(Q_m)_{min}$ des valeurs mesurées Q_m , respectivement.

Les valeurs recommandées pour ξ_1 et ξ_2 sont données dans le tableau 2.1. Lorsque la dispersion des valeurs mesurées Q_m de la charge limite n'est pas trop élevée, c'est la valeur moyenne $(Q_m)_{moy}$ qui gouvernera; lorsque la dispersion est élevée, ce sera la valeur minimale $(Q_m)_{min}$ (ce qui peut inciter à diviser le site en zones plus « homogènes »).

Tableau 2.1. Eurocode 7-1. Valeurs recommandées pour les coefficients de corrélation ξ (N – nombre d'essais de chargement statique).

| ξ pour N = | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|--|------|------|------|------|----------|
| a) Coefficient ξ_1 sur la moyenne de Q_m | 1,40 | 1,30 | 1,20 | 1,10 | 1,00 |
| b) Coefficient ξ_2 sur la valeur minimale de Q_m | 1,40 | 1,20 | 1,05 | 1,00 | 1,00 |

Note: pour les micropieux en compression, lorsque les charges peuvent se reporter des pieux « faibles » vers les pieux « forts », l'Eurocode 7 autorise éventuellement de diviser ces coefficients par 1,1.

□ À partir des abaques des normes, règles ou recommandations

Étant donné le grand élancement des micropieux, généralement largement supérieur à 100, on néglige la résistance de pointe. La charge limite ne correspond donc qu'à l'effort mobilisable par frottement latéral Q_{su} .

Le fascicule 62, dans une approche conservatrice, calcule le frottement latéral total Q_{su} à partir du diamètre du forage sans aucune augmentation due à la pression d'injection qui, pour les types III et IV, permet généralement d'obtenir un bulbe de diamètre supérieur au diamètre du forage dans les terrains résistants (Fig. 2.3).

La méthode de calcul de Bustamante et Doix (1985) présente notamment l'avantage de tenir compte de ce bulbe¹.

L'effort de frottement latéral Q_{su} n'est pris en compte dans les terrains médiocres que dans la mesure où il n'y a aucun risque de frottement négatif (Fig. 2.3). Dans tous les cas il sera pris en compte avec prudence.

En ce qui concerne la charge limite en traction elle peut être bornée inférieurement par la prise en compte du volume de sol associé (Fig. 2.4) laquelle fait intervenir le nombre de couches de sol, leurs caractéristiques γ , ϕ' et c' et la distribution des micropieux. Suivant la valeur relative de q_s , le volume associé sera nul (q_s faible), partiel ou total ($a = 0$ pour un q_s fort). Si on considère un effort de traction quasi permanent, on devra généralement négliger la cohésion c' . Cette borne peut être dimensionnante pour un micropieu court.

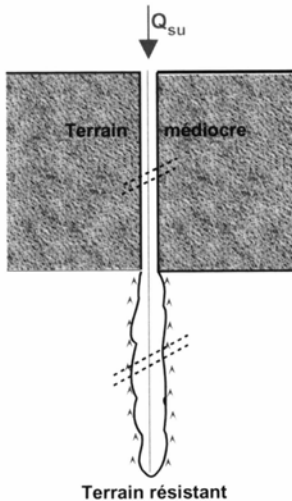


Figure 2.3. Schéma de mobilisation du frottement latéral.

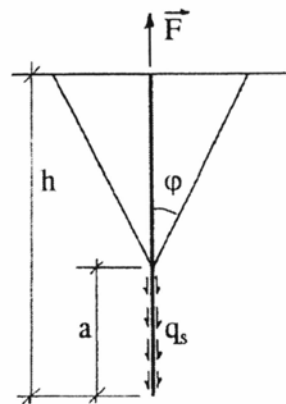


Figure 2.4. Volume de sol associé à la partie haute du micropieu pour un sol homogène (Vezole, 2002).

1. À l'occasion de l'élaboration des normes françaises d'application de l'Eurocode 7, « Calcul géotechnique », le LCPC procède actuellement à une mise à jour des règles de Bustamante et Doix (1985) pour les micropieux de type IGU et IRS. Les nouvelles règles de calcul devraient être disponibles d'ici peu.

2.1.2.3.2. Justifications du micropieu vis-à-vis du sol

□ Fascicule 62-Titre V (1993)

Les justifications vis-à-vis du sol consistent à vérifier, tant pour les états limites ultimes que pour les états limites de service, que la charge axiale de calcul reste comprise entre Q_{min} (traction) et Q_{max} (compression) dans les deux états limites.

Les charges de fluage en compression Q_c et en traction Q_{tc} d'un micropieu sont évaluées, à défaut d'essai en place, à partir de Q_{su} par les relations suivantes :

$$Q_c = 0,7 \cdot Q_{su}$$

$$Q_{tc} = 0,7 \cdot Q_{su} \quad \text{où } Q_{su} \text{ est l'effort de frottement latéral total.}$$

La vérification vis-à-vis des états limites ultimes est faite par rapport à la charge limite Q_u et la vérification vis-à-vis des états limites de service par rapport à la charge critique de fluage Q_c . (Tableau 2.2).

Tableau 2.2. Justifications des micropieux par rapport au sol.

| | | |
|--------------------------------|-----------------------|--------------------|
| États limites ultimes | Q_{min} | Q_{max} |
| Combinaisons fondamentales | $\frac{Q_{tu}}{1,40}$ | $\frac{Q_u}{1,40}$ |
| Combinaisons accidentelles | $\frac{Q_{tu}}{1,20}$ | $\frac{Q_u}{1,20}$ |
| États limites de services | Q_{min} | Q_{max} |
| Combinaisons rares | $\frac{Q_{tc}}{1,10}$ | $\frac{Q_c}{1,10}$ |
| Combinaisons quasi permanentes | $\frac{Q_{tc}}{1,40}$ | $\frac{Q_c}{1,40}$ |

□ Eurocode 7-1

En ce qui concerne le projet d'Eurocode 7-1 (2001), seuls les états limites ultimes font l'objet d'une vérification par un calcul de charge portante. En effet, les états limites de service sont, en principe, vérifiés par des calculs de déplacement.

Pour les états limites ultimes, les bornes pour la charge axiale de calcul Q_d sont obtenues par application des coefficients de sécurité partiels γ_t en compression et γ_{st} en traction :

$$-Q_{tu}/\gamma_{st} \leq Q_d \leq Q_u/\gamma_t$$

Les valeurs recommandées par l'Eurocode 7-1 sont:

- combinaisons fondamentales (voir approche 2, pieux forés): $\gamma_t = 1,1$ et $\gamma_{st} = 1,25$;
- combinaisons accidentelles: $\gamma_t = \gamma_{st} = 1,0$.

Ces valeurs peuvent paraître plus faibles que celles du Fascicule 62-V (1993). En fait, elles doivent impérativement être associées à des valeurs de charge limite caractéristique Q_k définies selon des critères adaptés.

En ce qui concerne le calcul à partir de résultats d'essais de micropieux, elles sont à associer aux valeurs de Q_k (Q_u en compression ou Q_{tu} en traction) obtenues après application des valeurs de ξ_1 et ξ_2 données ci-dessus (§ 2.1.3.1).

Pour ce qui est du calcul de la portance à partir de règles ou d'abaques fournissant les valeurs de q_s en fonction des résultats d'essai de sol, on peut noter que les valeurs de ξ recommandées par l'Eurocode 7-1 sont sensiblement différentes, mais que, de plus, les valeurs des coefficients, dans leur ensemble, doivent être fixées en fonction de la fiabilité des règles ou abaques de calcul.

2.1.2.3.3. Justifications concernant l'acier

L'acier est justifié, aux états limites ultimes, en prenant une section réduite due à la corrosion et en appliquant un coefficient de sécurité partiel de 1,25. On notera que ce coefficient est plus élevé que le coefficient préconisé par le DTU 13.2 qui est seulement de 1,15. Il n'est justifié aux états limites de service que pour les armatures de précontrainte, sous combinaisons rares, en limitant la contrainte moyenne de traction à $0,6 f_{peg}$ pour éviter le risque de corrosion sous tension.

2.1.2.3.4. Justification vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme

On vérifie que les micropieux travaillant en compression ne *flambent* pas, spécialement quand ils traversent en tête des sols médiocres (voir § 2.4). En effet, contrairement aux pieux qui ont une inertie de flexion EI suffisante pour ne pas flamber, les micropieux ont une très faible inertie, surtout quand ils sont équipés de barres. Pour des charges importantes et à la traversée de sols peu résistants on utilisera donc *plutôt des tubes* pour bénéficier d'une inertie suffisante qui évitera généralement le flambement du micropieu.

2.1.3. Analyse des résultats des essais statiques et recommandations

2.1.3.1. Les essais

Les essais réalisés dans le cadre du projet national Forever sur des micropieux élémentaires chargés axialement ont été de différents types :

- essais sur modèles réduits :
 - en chambre d'étalonnage,
 - en cuve expérimentale,
 - en centrifugeuse ;
- essais sur le site expérimental de Saint-Rémy ;
- essais sur chantier
 - Saint-Étienne,
 - Rueil,
 - FHWA.

Ces essais ont souvent constitué une première phase de programmes expérimentaux plus larges destinés à l'étude des effets de groupe ou de réseaux de micropieux. Pour une présentation plus complète des dispositifs expérimentaux, on pourra se référer aux chapitres 3 et 4.

Tableau 2.3. Essais expérimentaux réalisés dans le cadre du projet national Forever.

| | Organisme | Type | Référence du rapport Forever | Nombre d'essais sur micropieux isolés |
|----------------------------------|------------|--------------------------|--|---------------------------------------|
| Essais en cuve expérimentale | Labo 3S | Cuve expérimentale | FO/93/07 | |
| Essais en chambre d'étalonnage | CERMES | Minichambre d'étalonnage | FO/94/14 FO/96/04 | 27 + 10 |
| | CERMES | Chambre étalonnage | FO/96/04 | 3 |
| Essais en centrifugeuse | LCPC | | FO/94/06 | 9 |
| Essais sur le site de Saint-Rémy | CEBTP | Massif d'essai | FO/94/01 et 05 FO/95/03 FO/97/02 FO/96/12 FO/96/05 | 9 + 4 |
| Essais réels sur chantier | Forézienne | Chantier | FO/94/09 | 1 |
| | LREP | Chantier | FO/94/02 | 4 + 70 |
| | FHWA | Chantier | FO/93/08 | 9 (sur 81) |

2.1.3.1.1. Essais sur modèles réduits

□ Essais en cuve expérimentale

Foray *et al.* (1994, F0/93/07) du Laboratoire 3S de l'université de Grenoble présentent dans leur rapport des résultats d'essais de chargement axial de micropieux verticaux dans deux cuves expérimentales ($H = 1,5$ m, $D = 1,20$ m et $H = 2$ m, $D = 1,50$ m, dont le schéma général est donné au paragraphe 3.3.4.). Le sol utilisé est le sable d'Hostun avec deux granulométries différentes (sable grossier et sable fin). L'objectif fut d'étudier l'influence des facteurs suivants :

- mode de mise en place du micropieu : moulé ou foncé ;
- indice de densité du sable I_D ;
- pression de confinement ;
- taille des grains du sable par rapport au diamètre des micropieux ;
- rugosité du micropieu.

Les micropieux sont des tubes d'acier de 55 mm et 35 mm de diamètre, munis d'une pointe et instrumentés avec des jauges d'extensométrie placées à 5 niveaux le long du fût.

Les essais de chargement en compression ont montré que la résistance de pointe limite est fortement dépendante du mode de mise en place : on obtient 50 % de plus avec un pieu foncé qu'avec un pieu moulé. Les coefficients k_c et k_p des méthodes de dimensionnement pénétrométrique et pressiométrique ont des valeurs plus fortes que celles habituellement recommandées.

Le frottement latéral moyen est très dépendant de la rugosité du micropieu (rapport de 1 à 4 entre un contact lisse et un contact rugueux) et de la taille des grains (Fig. 2.5). L'effet de la dilataance sur le frottement latéral est surtout sensible pour des profondeurs simulées comprises entre 0 et 10 m ; au-delà, le frottement apparent q_s/σ_v apparaît constant (Fig. 2.6). Dans la pratique courante de dimensionnement, c'est cette valeur constante qui est utilisée par sécurité.

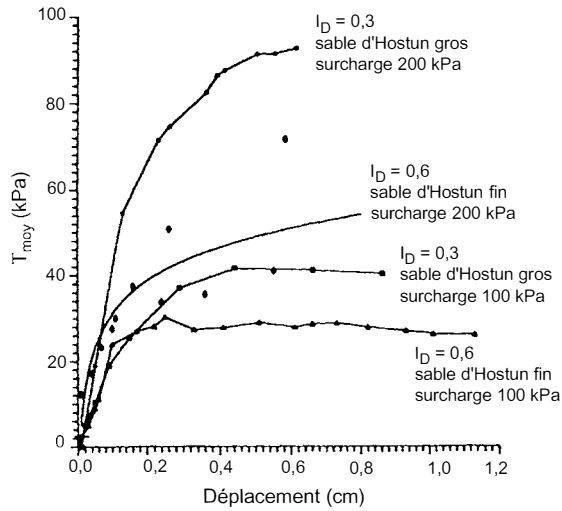


Figure 2.5. Mobilisation du frottement latéral au cours du chargement en fonction de l'indice de densité et de la taille des grains.

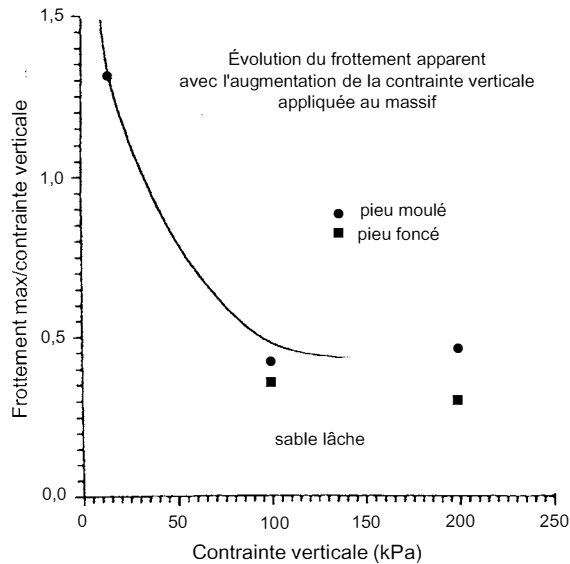


Figure 2.6. Évolution du frottement latéral apparent avec la contrainte appliquée.

□ Essais en chambre d'étalonnage

Les études menées dans un premier temps au Cermes ont concerné la réalisation d'essais « simplifiés » sur micropieux verticaux foncés, isolés ou en groupe, dans une *minichambre d'étalonnage* (grosse éprouvette contrainte à l'appareil triaxial: $\phi = 180$ mm, $h = 400$ mm).

Le rapport de Francis *et al.* (1996, FO/94/14) comprend 27 essais sur micropieux isolés. Ils comportent deux séries différentes: les essais sur micropieux isolés non instrumentés (18 essais) et les essais sur un modèle de micropieu instrumenté en pointe – minipénétrömètre – (9 essais). Les micropieux testés varient par leur type de pointe, leur état de surface, l'indice de densité du sable et la contrainte de consolidation.

Francis *et al.* (1997, FO/96/04) présentent une série d'essais complémentaires, dans la minichambre d'étalonnage, sur des micropieux foncés et instrumentés en pointe.

Pour tous ces essais, le sol utilisé est un sable de Fontainebleau ($e_{min} = 0,54$; $e_{max} = 0,94$). Les micropieux modèles ont 11,2 mm de diamètre. Ils sont constitués d'un manchon de 200 mm de long, terminé par une pointe. L'ensemble est chargé par une tige couissant à l'intérieur d'une gaine. Ce dispositif permet de solliciter le centre du massif de sable en minimisant les effets de bord. Les micropieux sont mis en place par fonçage avec une vitesse de 1 mm/s. Les essais de chargement ont ensuite lieu à vitesse contrôlée à 300 $\mu\text{m}/\text{mn}$.

En ce qui concerne les essais sur micropieux non instrumentés isolés, les principaux résultats sont les suivants:

- les charges limites de rupture sont pratiquement proportionnelles à la contrainte de consolidation σ_c ;
- les rigidités initiales des courbes effort-déplacement et les charges limites augmentent avec l'indice de densité I_D (voir les exemples de la figure 2.7);
- l'utilisation d'un fût rugueux au lieu d'un fût lisse multiplie pratiquement par deux la charge limite (frottement latéral + résistance de pointe);
- la capacité portante d'une pointe conique est légèrement plus importante que celle d'une pointe plate et ce d'autant plus que la contrainte de confinement augmente.

Les essais sur le minipénétrömètre et sur des micropieux instrumentés ont eu pour objet d'évaluer la résistance de pointe séparément de la résistance de fût (frottement latéral). On trouve, ainsi, que la résistance de pointe et le frottement latéral augmentent fortement (parfois proportionnellement) avec la contrainte de consolidation et l'in-

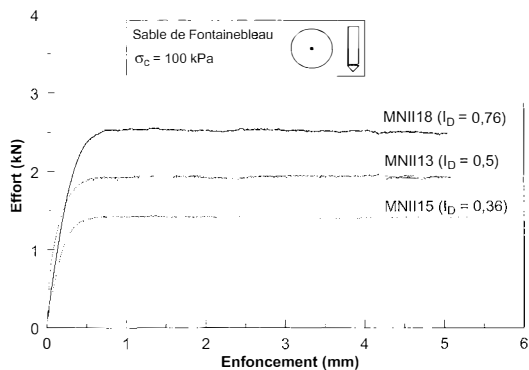
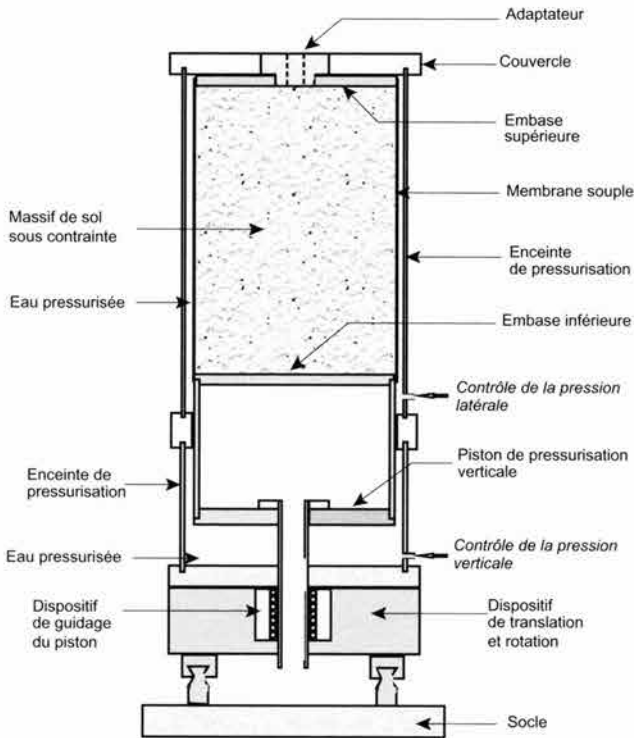


Figure 2.7. Influence de l'indice de densité initial: cas des modèles isolés et lisses à pointe conique.

dice de densité. La forme de la pointe joue peu sur la résistance de pointe. Son influence est par contre marquée sur le frottement latéral, près de la base du micropieu. Enfin, la rugosité du fût multiplie le frottement par 3 à 4, en moyenne. La deuxième partie du rapport de Francis *et al.* (1997, FO/96/04) a trait aux essais de chargement sur des micropieux ϕ 20 mm, isolés et en groupe, dans la *chambre d'étalonnage* de diamètre ϕ 520 mm (Fig. 2.8).



a) Schéma de principe.

b) Vue d'ensemble.



Figure 2.8. Chambre d'étalonnage du Cermes.

Deux micropieux modèles ont été équipés par un capteur en pointe et par un « manchon » le long du fût pour pouvoir étudier séparément les comportements en pointe et en frottement latéral (Fig. 2.9).

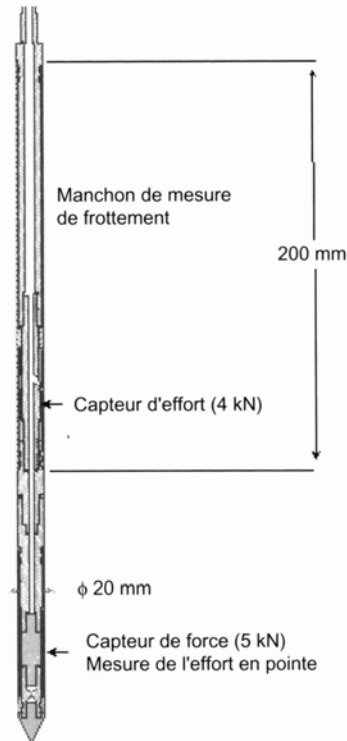


Figure 2.9. Schéma de principe du modèle instrumenté.

L'objectif de ces essais fut principalement de comparer le micropieu isolé aux micropieux des groupes (chapitre 3). Pour le micropieu isolé, ont été étudiés :

- le comportement en pointe et en frottement latéral au cours de fonçage (Fig. 2.10);
- la mobilisation de la pointe et du frottement latéral lors d'un chargement (Fig. 2.11).

On note notamment que l'on mobilise la résistance limite, aussi bien en frottement latéral qu'en pointe, pour le déplacement conventionnel de 10 % du diamètre (2 mm), et qu'à partir d'un déplacement de 3,5 % du diamètre (0,7 mm) 70 % de cette résistance limite est mobilisée en frottement latéral, mais seulement 50 % en pointe.

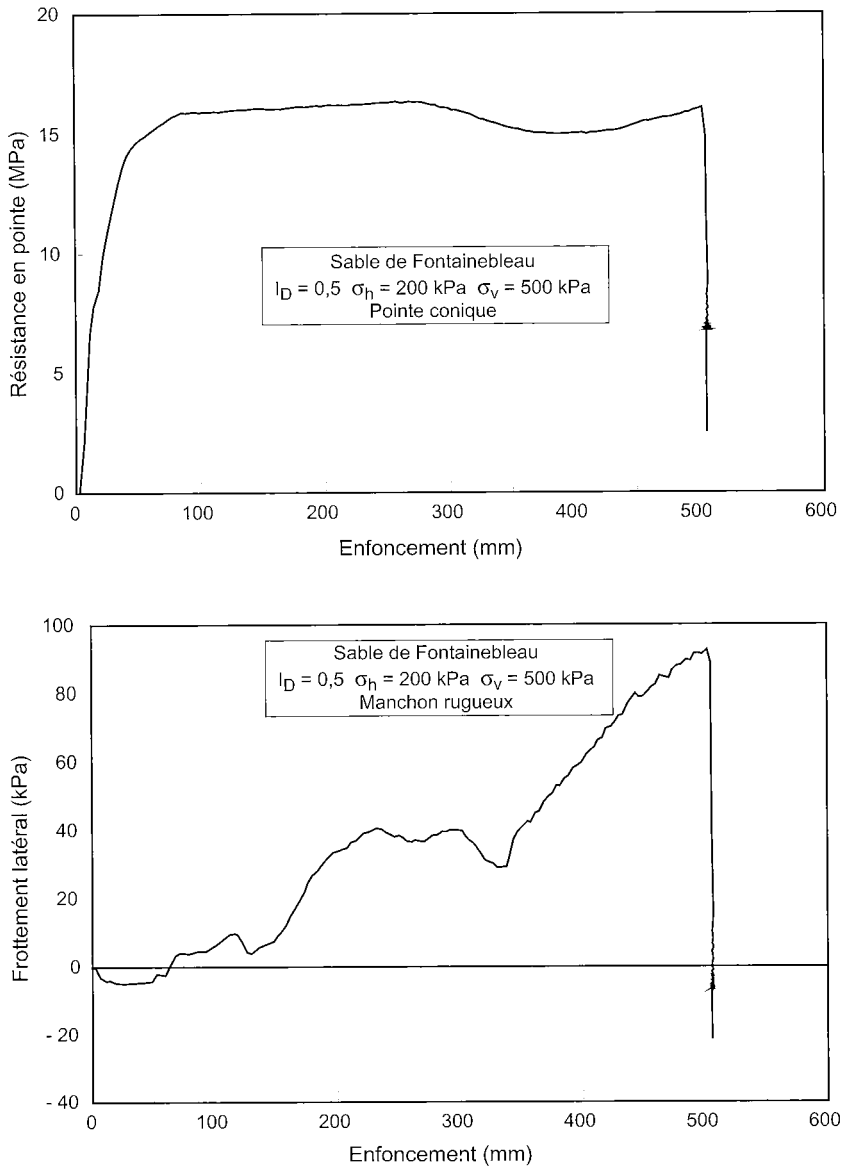


Figure 2.10. Comportement en pointe et en frottement latéral d'un micropieu en cours de fonçage.

Nota: La mobilisation du frottement latéral ne démarre qu'après pénétration complète du manchon de mesure dans le sable (soit 350 mm).

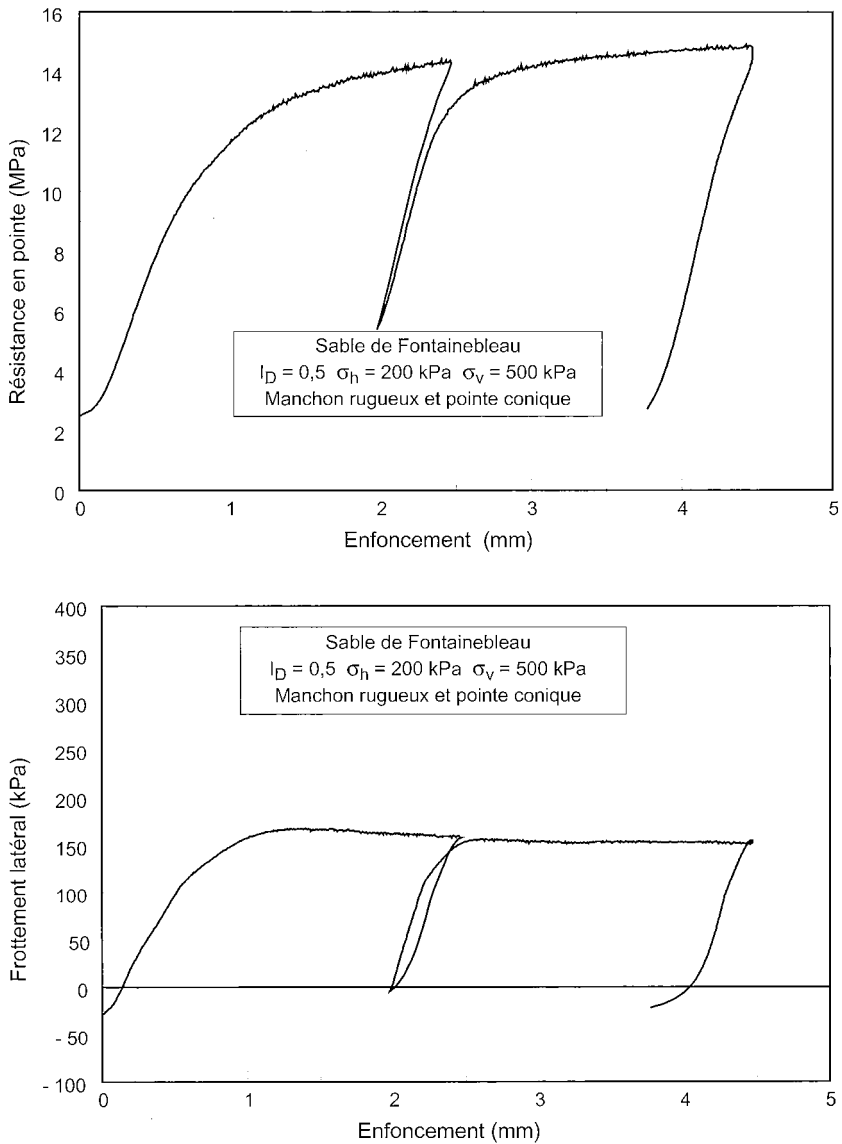


Figure 2.11. Mobilisation de la pointe et du frottement latéral au cours du chargement d'un micropieu.

□ Essais en centrifugeuse

Les essais réalisés en centrifugeuse sur des micropieux isolés sont décrits dans le rapport de Dubreucq *et al.* (1995, F0/94/06): il s'agissait d'examiner divers as-

pects de l'effet de groupe sous charge axiale pour la préparation des essais sur le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (chapitre 3).

Le sol est constitué de sable de Fontainebleau ($I_D = 0,65$), les micropieux sont constitués de tubes de 0,5 m de long, de 1,2 cm de diamètre et de 1 mm d'épaisseur, modélisant des micropieux $D = 5$ m, $B = 0,12$ m, $e = 0,01$ m. On étudie dans chaque conteneur une rugosité différente: micropieux lisses et frottants (sable collé sur les tubes). Ils sont mis en place par vérinage sous gravité normale.

Les essais sur micropieux isolés et en groupe ont plutôt été analysés de manière qualitative et relative. On peut toutefois observer sur les courbes de chargement des micropieux isolés (partie basse des graphes de la figure 2.12) un rapport de 1 à 3 entre les charges limites des micropieux lisses et frottants.

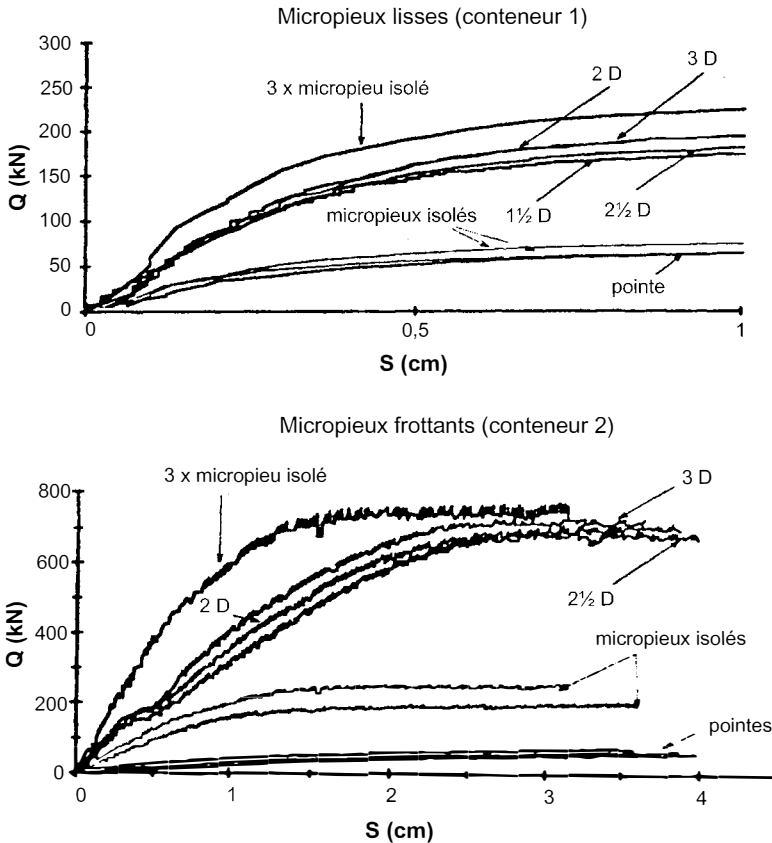


Figure 2.12. Ensemble des courbes de chargement pour deux conteneurs.

2.1.3.1.2. Essais sur le site expérimental de Saint-Rémy

Les essais de micropieux en vraie grandeur réalisés sur le site du CEBTP à Saint-Rémy-lès-Chevreuse ont constitué l'un des éléments principaux du projet national Forever. Les objectifs de cette expérimentation étaient de disposer d'un massif de sable homogène, assez lâche, bien caractérisé (identification, caractéristiques mécaniques mesurées en laboratoire et en place), d'une instrumentation fiable des essais de micropieux, et de pouvoir excaver les plots d'essais avec des relevés de l'état des micropieux et des déplacements du sol à la rupture.

Les rapports de Plumelle et Pello (1995, FO/94/01 et FO/94/05) décrivent la réalisation du massif de sable et la réalisation des micropieux à tester en première phase (isolés et groupes).

Le site expérimental est constitué d'un massif de 10 m × 10 m en sable lâche de Fontainebleau, mis en place de façon homogène sur 6 m de hauteur (Fig. 2.13). Après une couche de fond de 2 m d'épaisseur et compactée, il a été déposé, avec une pelle à bras long, des couches successives de sable lâche de 30 à 40 cm d'épaisseur. Un contrôle de la mise en œuvre a été effectué au fur et à mesure par des mesures du poids volumique et de la teneur en eau, puis une fois le massif réalisé, par des essais au pénétromètre dynamique léger et au pressiomètre.

Les valeurs des caractéristiques du massif de sable sont les suivantes :

- poids volumique sec: $14,40 \leq \gamma_d \leq 14,82 \text{ kN/m}^3$;
- teneur en eau: $7,90 \leq w \leq 10,8 \%$;
- indice de densité: $0,53 \leq I_D \leq 0,62$;
- résistance de pointe: $0,90 \leq q_d \leq 3,0 \text{ MPa}$;
- module pressiométrique: $2,20 \leq E_m \leq 6,3 \text{ MPa}$;
- pression limite au pressiomètre: $0,25 \leq p_l \leq 0,56 \text{ MPa}$.

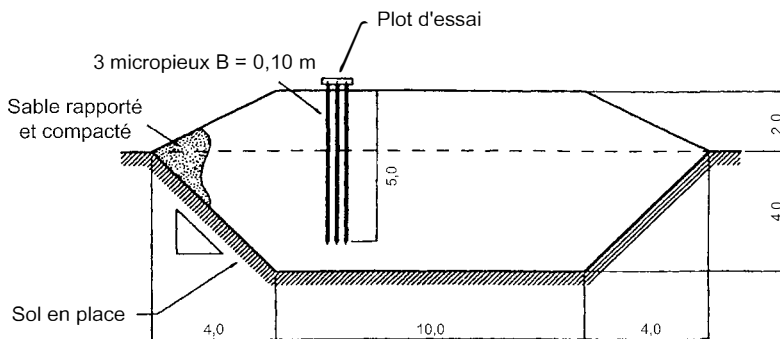


Figure 2.13. Coupe du massif expérimental du CEBTP à Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

Les micropieux réalisés ont été de deux types: de type II (micropieux forés et coulis mis en place gravitairement) et de type R-SOL (micropieu installé par refoulement du sol assimilable au type IV). Ils avaient tous les mêmes dimensions:

- longueur scellée $L = 5$ m;
- diamètre théorique $B = 100$ mm;
- tube en acier $\phi = 40,3/50,3$ mm.

La réalisation des micropieux R-SOL a comporté quatre phases (Fig. 2.14):

- forage par refoulement du sol à l'aide d'un perforateur pneumatique de diamètre 71 mm;
- remplissage du trou par un béton mi-sec et compactage du béton par un deuxième passage du perforateur pour obtenir un diamètre de 100 mm,
- mise en place de l'armature métallique,
- scellement au coulis de ciment de l'armature dans la gaine de béton mi-sec.

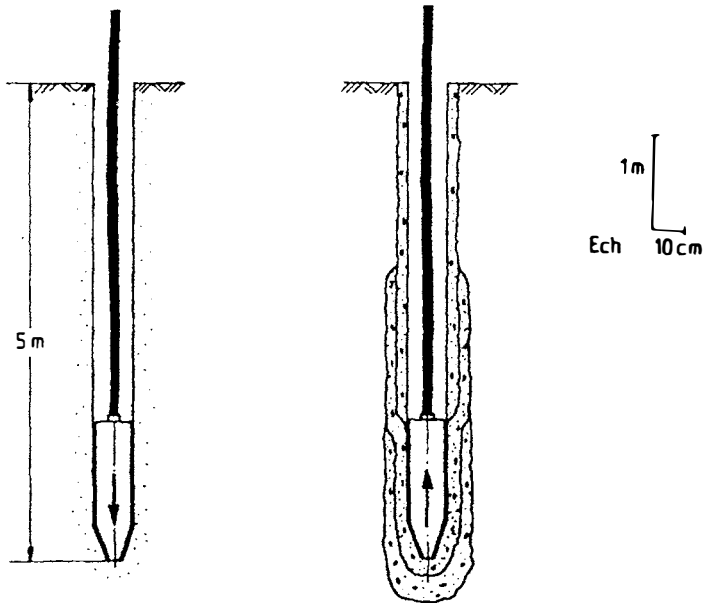


Figure 2.14. Principe d'exécution d'un micropieu R-SOL.

La réalisation des micropieux forés, avec une mise en place gravitaire du coulis, a montré un essorage important du coulis dans le sable de Fontainebleau. Il a été nécessaire de procéder à des compléments de coulis, soit par le haut du forage (type II_h), soit par le pied et par l'intermédiaire d'un tube plongeur, 1 à 3 minutes après la première passe d'injection (type II_b). Pour un micropieu, ce complément représente 30 % du volume théorique du forage.

Le rapport de Bonnet *et al.* (1999, FO/97/02) décrit également les résultats d'essais réalisés à Saint-Rémy-lès-Chevreuse sur un type particulier de micropieu autoforant et mis en place par rotoperçusion avec injection continue de coulis: le micropieu Ischebeck/Titan. Les micropieux ont une longueur de 5 m, leur armature est une barre Titan 40/16 mm, ils sont forés avec un taillant de 70 mm.

Tous les micropieux ont été excavés lors du démontage du massif (Gangneux *et al.*, 1997, rapport FO/96/12) et leur diamètre moyen mesuré est de 107 mm environ pour les types II, 100 mm pour les R-SOL et 115 mm environ pour les Ischebeck (avec de nombreux renflements dus à l'injection sous pression du coulis).

Une surlongueur de forage d'environ 50 cm a été constatée pour tous les micropieux de type II. On a pu observer de nombreux défauts de centrage pour les micropieux de type II et, dans une moindre mesure, pour les R-SOL. On a également pu observer l'aspect rugueux des micropieux R-SOL.



Figure 2.15. Micropieux excavés.

L'étude de Plumelle *et al.* (1996, FO/95/03) a comporté neuf essais de chargement verticaux sur les micropieux isolés de type II et R-SOL. Dans une deuxième phase, quatre micropieux isolés Ischebeck ont été également chargés: deux en compression et deux en traction (Bonnet *et al.*, 1999, FO/97/02).

Les essais de chargement axial en compression ont été menés selon la norme NF P 94-150 avec paliers de chargement de 60 minutes, au moyen d'un dispositif de réaction ancré sur des tirants précontraints (voir chapitre 3).

Les courbes de chargement des essais de type II et R-SOL sont représentées sur les figures 2.16 et 2.17. On constate une certaine dispersion des courbes, surtout après le coude, c'est-à-dire approximativement après la charge critique de fluage.

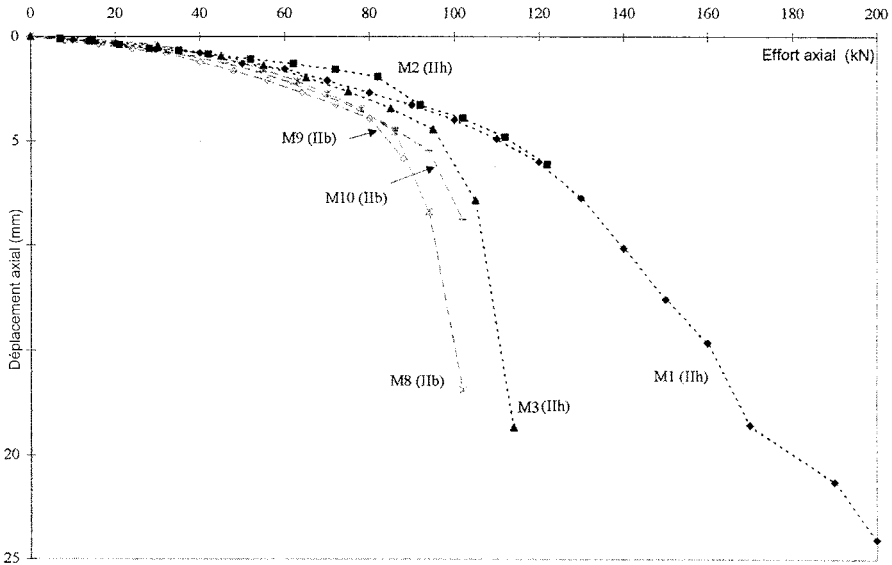


Figure 2.16. Essais de chargement axial en compression : courbes effort/déplacement pour les micropieux de type II.

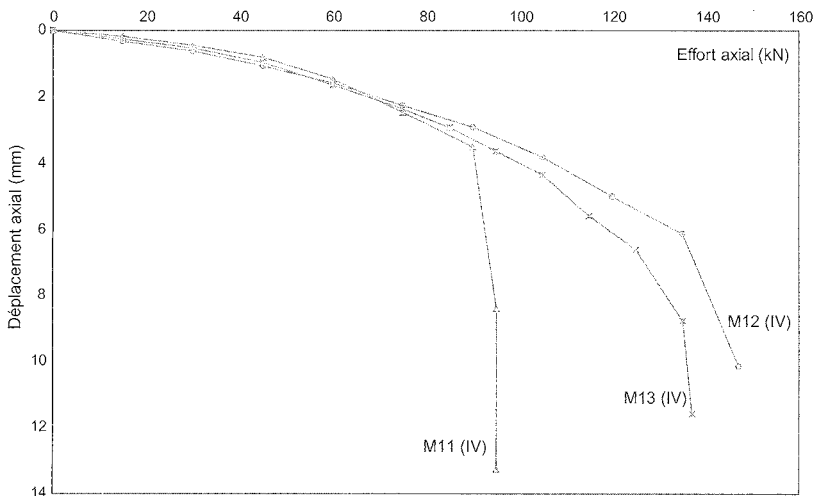


Figure 2.17. Essais de chargement axial en compression : courbes effort/déplacement pour les micropieux de type R-SOL.

Les résultats de tous les essais sont fournis dans le tableau 2.4. Il s'agit de :

| | |
|----------------|--|
| Q_c | charge critique de fluage; |
| s_{qc} | déplacement sous la charge critique de fluage; |
| α_{qc} | pente de la courbe de fluage correspondant à la charge critique de fluage; |
| s_{me} | déplacement maximum correspondant à la charge maximale; |
| s_{res} | déplacement résiduel ou permanent observé en fin de chargement; |
| $Q_{le}(0,1B)$ | charge limite conventionnelle déterminée à l'issue de l'essai de chargement pour un déplacement mesuré en tête du micropieu de $0,1 B$; |
| Q_c/Q_{le} | rapport de la charge critique de fluage à la charge limite conventionnelle; |
| Q_{me} | charge maximale exercée sur le micropieu; |
| B | diamètre de forage des micropieux type II ou équivalent pour les micropieux R-SOL; |
| $S_{réelle}$ | surface latérale réelle constatée après excavation |
| q_{se} | frottement latéral limite moyen. |

Pour les micropieux de type II, on n'observe pas de différence nette entre les résultats de charge limite des micropieux de type II_h et II_b, ce qui montre une faible influence de la méthode utilisée ici de rajout de coulis consécutif à l'essorage. Les dispersions constatées entre micropieux de type II sont sans doute liées à une certaine hétérogénéité des géométries des micropieux (diamètres différents), difficilement évitables dans l'exécution.

Les micropieux R-Sol présentent des charges limites plus élevées que ceux de type II et également une raideur plus importante.

Tous ces micropieux semblent présenter une rupture assez brutale au-delà de la charge critique de fluage Q_c (rapports Q_c/Q_{le} voisins de 0,9).

Pour les essais Ischebeck, les charges critiques de fluage et les charges limites conventionnelles sont plus élevées que pour les autres types de micropieux, type II ou IV (R-SOL); en revanche, les micropieux Ischebeck donnent en compression le déplacement le plus fort sous la charge critique (7,5 mm).

Pour les micropieux Ischebeck testés à la fois en compression et en traction, on n'observe que très peu de différence entre les essais en traction et en compression (moins de 10 %), ce qui confirme le rôle minime de la pointe pour des micropieux de cet élancement dans ce type de sol, ce qui avait déjà été observé pour d'autres essais précédemment.

De ce fait, on a pu, pour l'ensemble des essais (Gangneux *et al.*, 1997, rapport FO/96/12), calculer q_{se} (frottement latéral limite moyen) à partir de 90 % de la charge limite conventionnelle mesurée en compression et de la surface latérale réelle observée.

Tableau 2.4. Récapitulatif des essais de chargement verticaux de micropieux isolés dans le massif du CEBTP.

| Micropieu | Type | Q_c (kN) | s_{qc} (mm) | α_{qc} (%) | S_{me} (mm) | s_{res} (mm) | Q_{le} (0,1B) (kN) | Q_c/Q_{le} | Q_{me} (kN) | $S_{réelle}$ (m ²) | q_{se} (kPa) |
|----------------------------|-----------------|---------------|------------------|----------------------|------------------|-------------------|-------------------------|--------------|------------------|-----------------------------------|-------------------|
| M1* | II _h | 98 | 3,8 | 9 | 24 | 20,6 | 140 | 0,7 | 200 | 1,88 | |
| M2* | II _h | 72 | 1,6 | 3 | 6,1 | 4,2 | > 122 | – | 122 | 1,90 | |
| M3 | II _h | 98 | 5,9 | 30 | 19,2 | 173 | 106 | 0,9 | 114 | 1,82 | 52 |
| M8 | II _b | 84 | 4,5 | 40 | 16,9 | 15 | 95 | 0,9 | 102 | 1,75 | 49 |
| M9 | II _b | 80 | 4,0 | 20 | 6 | 4 | > 88 | – | > 88 | 1,76 | >45 |
| M10 | II _b | 93 | 5,5 | 35 | 9,5 | 7,1 | ≈ 102 | 0,9 | 102 | 1,69 | 55 |
| Moyenne | II _b | 86 | 4,7 | 32 | 10,8 | 14,0 | > 95 | 0,9 | > 97 | | 50 |
| M11/IV** | R-SOL | 95 | 8,4 | 15 | 13,3 | 11,1 | 95 | 1,0 | 95 | 1,53 | 56 |
| M12/IV | R-SOL | 135 | 6,2 | 30 | 10,1 | 7,3 | 145 | 0,9 | 147 | 1,58 | 83 |
| M13/IV | R-SOL | 110/120 | 4,9 | 32/28 | 11,6 | 9,0 | 136 | 0,8/0,9 | 137 | 1,57 | 78 |
| Moyenne | R-SOL | 115 | 6,5 | 25 | 11,7 | 9,1 | 125 | 0,9 | 126 | | 72 |
| I ₁ compression | Ischebeck | 137 | 7,0 | | | | 146 | 0,9 | | 1,81 | 73 |
| I ₂ compression | Ischebeck | 140 | 8,1 | | | | 145 | 1,0 | | 1,77 | 74 |
| I ₃ traction | Ischebeck | 123 | 8,1 | | | | 127 | 1,0 | | 1,69 | 75 |
| I ₄ traction | Ischebeck | 139 | 10 | | | | 146 | 1,0 | | 2,03 | 72 |
| Moyenne compression | Ischebeck | 138 | 7,5 | | | | 145 | 0,9 | | | 73 |
| Moyenne traction | Ischebeck | 131 | 9,0 | | | | 136 | 1,0 | | | 73 |

Nota :

*L'excavation, qui a eu lieu après l'ensemble des essais, conduit à ne pas tenir compte des valeurs plus élevées des charges limites obtenues pour les micropieux M1 et M2 qui s'appuyaient en pointe sur un contrefort en béton.

** Un des micropieux R-SOL (M11) a subi une rupture brutale à 95 kN alors que sa courbe de chargement était similaire jusqu'à ce palier à celle des autres micropieux de ce type. L'excavation n'a pas permis d'expliquer cette rupture: par sécurité, cette valeur (*a priori* anormalement faible) a été intégrée dans les résultats moyens.

On peut, ainsi distinguer deux familles de micropieux, les micropieux forés de type II qui mobilisent un frottement latéral d'environ 52 kPa et les micropieux qui refoulent le sol, assimilables au type IV: compactage pour R-SOL, autoforeur avec injection de coulis simultanée pour Ischebeck, qui mobilisent environ 72 kPa, soit environ 40 % de plus.

Une analyse des essais de chargements en vraie grandeur réalisés à Saint-Rémy-lès-Chevreuse sur les micropieux isolés et les groupes de type II et R-SOL a été réalisée par Perlo et Frank (1997, FO/96/05) à l'aide du logiciel GOUPEG.

Les hypothèses nécessaires à l'analyse par GOUPEG portent essentiellement sur la construction des courbes de mobilisation traduisant les réactions du sol sur les pieux, c'est-à-dire les courbes « $t-z$ » pour la résistance du sol par frottement latéral et « $q-z$ » pour la résistance en pointe, ainsi que les courbes « $p-y$ » pour la réaction transversale du sol. Ces hypothèses comprennent donc le calcul des raiders et des valeurs limites, à partir des résultats des essais pressiométriques du site et de différentes méthodes de calcul.

Les calculs d'interprétation des micropieux isolés sous charge axiale comprennent l'estimation de la capacité portante ainsi que les déplacements en tête en fonction de la charge. Les résultats permettent d'étudier notamment l'influence de la méthode de calcul du frottement axial limite q_s et de la résistance en pointe limite Q_p .

La figure 2.18 présente, pour les micropieux de type II_b, des courbes effort-déplacement calculées en fonction des différentes hypothèses et comparée aux courbes expérimentales. Les déplacements calculés sont fortement surestimés (il en est de même pour les micropieux de type II_b).

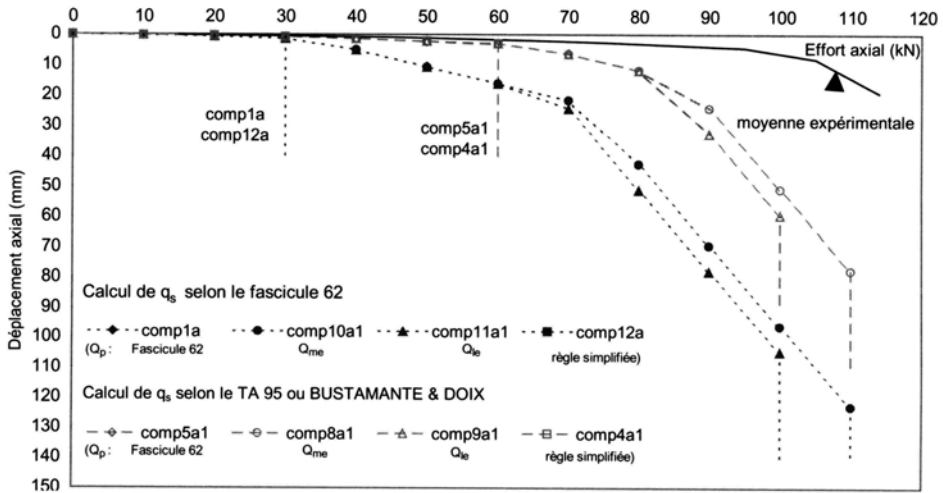


Figure 2.18. Calcul des essais de chargement axial en compression. Micropieux isolés de type II_b.

On constate cependant que les valeurs de déplacement calculées sont plus proches de celles mesurées lorsque le frottement axial limite est calculé à partir du TA 95

ou de Bustamante et Doix (1985) plutôt qu'à partir du Fascicule 62-Titre V. On peut faire la même constatation pour les micropieux II_b et IV, en notant néanmoins que pour les micropieux R-SOL on obtient une bien meilleure concordance. En revanche, pour le calcul de la résistance en pointe, la méthode simplifiée de Bustamante et Doix (1985) ou du fascicule 62 (relative aux pieux de diamètre classique) fournissent des résultats comparables.

2.1.3.1.3. Essais sur chantiers

▣ Pont du Soleil à Saint-Étienne

Les résultats d'un essai de chargement d'un micropieu en compression, avec plusieurs cycles de déchargement-rechargement, réalisé pour le pont du Soleil à Saint-Étienne ont été versés au projet national Forever par Vezole (1995, FO/94/09). Il s'agit d'un micropieu de 14 m de long, traversant 10 mètres de matériaux lâches sablo-argileux, préalablement injectés par tube à manchettes dans l'axe du micropieu, et ancré de 4 mètres dans le substratum schisto-gréseux. Il est composé d'un tube métallique de diamètre extérieur $\phi = 127$ mm et d'épaisseur $e = 25$ mm, descendu dans un forage $\phi = 212$ mm, puis scellé gravitairement en deux phases. On peut considérer ce micropieu comme équivalent au type IV. La vérification de la stabilité au flambement, effectuée suivant des propositions antérieures de l'auteur (Vezole, 1989), indique d'ailleurs que les micropieux supporteront sans dommage les charges prévues dans le projet.

La figure 2.19 montre la courbe de chargement obtenue durant l'essai (déplacement en tête en fonction de la charge appliquée). Sur la même figure est reportée la courbe calculée avec une modélisation par courbe $t-z$ (courbes de mobilisation du frottement latéral). Les courbes $t-z$, tant pour les chargements monotones que pour les cycles de déchargement-rechargement sont obtenues par calage. Le frottement latéral limite obtenu pour les 10 mètres de couverture est aux alentours de $q_s = 0,375$ MPa, valeur « étonnamment » élevée, montrant l'efficacité du traitement préalable. L'auteur compare cette valeur à celle donnée par les abaques du Fascicule 62-Titre V (1993). Elle est trois fois supérieure à celle qui serait donnée par la courbe Q_5 pour une pression limite pressiométrique $p_1 = 1,3$ MPa, valeur vraisemblable pour les sols de couverture après injection.

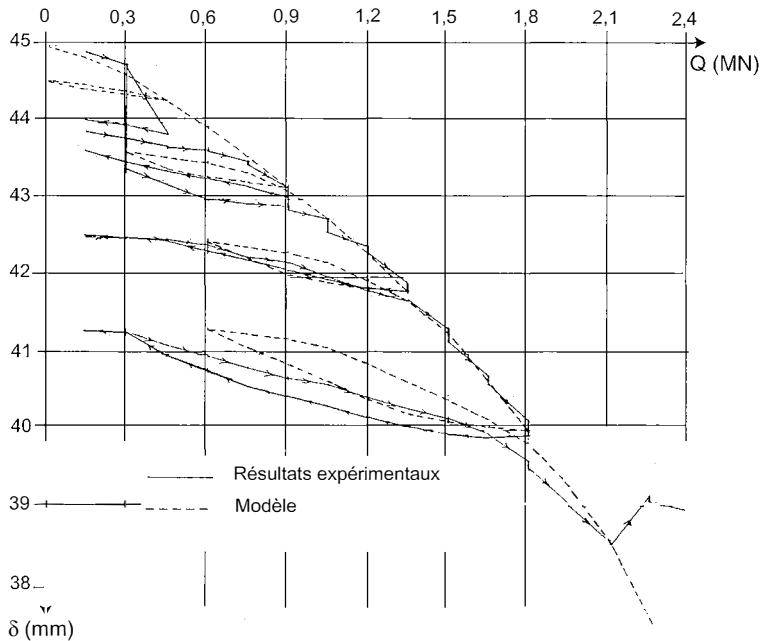


Figure 2.19. Essai du pont du Soleil à Saint-Étienne.
Courbe de chargement.

□ Déviation de Rueil-Malmaison

Dans le cadre du projet national Forever, le LREP et le LCPC ont mené une expérimentation sur des micropieux en vraie grandeur sur le chantier de la déviation de Rueil-Malmaison (DDE 92), détaillée ainsi que les analyses numériques par GOUPEG dans le rapport de Maléki *et al.* (1995, F0/94/02).

L'expérimentation concernait quatre micropieux : un micropieu isolé et un groupe de trois micropieux espacés de 1 m (Fig. 2.20 et chapitre 3).

Il s'agissait de micropieux de type II, de diamètre extérieur 125 mm, armés par des tubes métalliques ($\phi = 89/70$ mm), utilisés comme tiges de forage, traversant librement 14 m d'alluvions, puis scellés gravitairement sur 5 m dans la craie altérée sous-jacente. Ils étaient équipés de 8 tronçons d'extensomètre amovible LCPC, pour la détermination des frottements latéraux le long du fût.

Les essais de chargement ont été réalisés en traction selon la norme NF P 94-153 grâce à un dispositif de réaction constitué de poutres et de deux massifs de béton s'appuyant sur le sol.

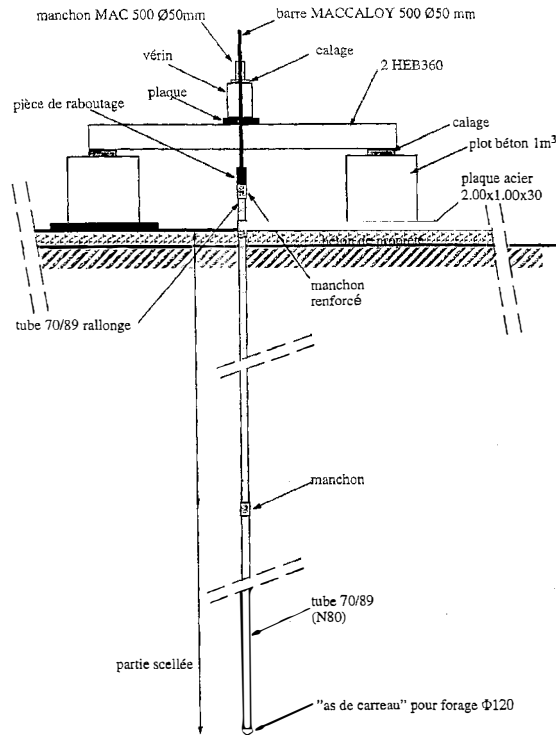


Figure 2.20. Dispositif d'essai des micropieux isolés de Rueil.

Il n'a pas été possible d'exploiter la courbe de chargement du micropieu isolé car un frottement non négligeable existait dans la partie dite « libre » de ce pieu isolé, sans doute par suite d'une pénétration du coulis.

L'analyse de l'essai du micropieu isolé a pu être faite à partir des mesures à l'extensomètre amovible faites sur les micropieux du groupe et grâce à deux essais instrumentés en traction faits sur deux micropieux supplémentaires scellés sur toute leur hauteur (Fig. 2.21 et 2.22), qui ont fourni les valeurs de frottement limite suivantes :

- dans la craie altérée : $q_s = 135$ kPa ;
- dans les alluvions anciennes : $q_s = 225$ kPa.

D'autre part, dans le cadre de ce chantier, de nombreux (70) essais d'arrachement de micropieux ont été réalisés : il s'agissait d'essais de conformité sur des micropieux identiques à ceux de l'ouvrage (au nombre de 3500, destinés à ancrer le radier de l'ouvrage vis-à-vis des pressions hydrostatiques). Ils sont synthétisés dans le rapport de Maurel (1999).

Une analyse y est faite des différents paramètres issus de l'interprétation des essais d'arrachement: traction limite T_l , traction critique de fluage T'_c , rapport T_l/T'_c .

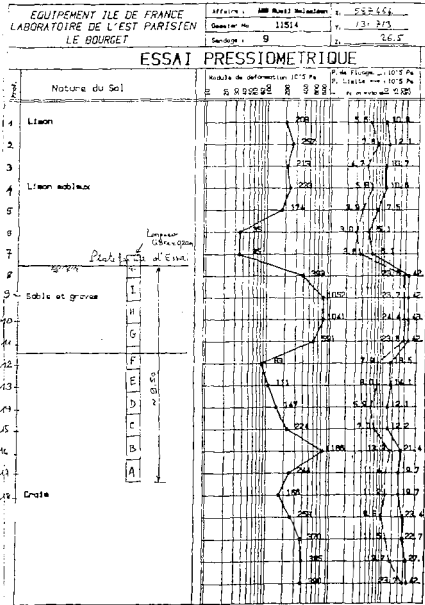


Figure 2.21. Coupe de sol au droit des deux micropieux instrumentés MPC2 et MPC3.

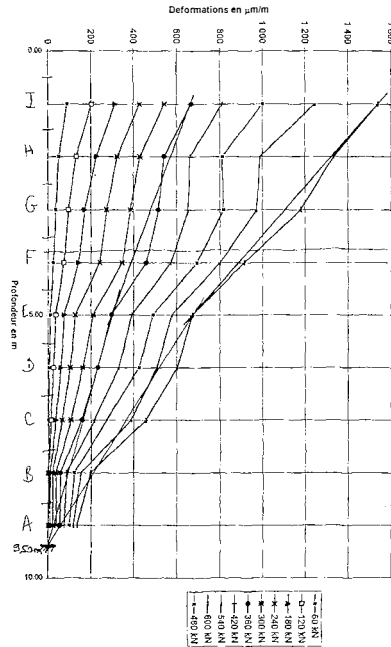


Figure 2.22. Mesures des extensomètres amovibles pour le micropieu MPC3.

La figure 2.23 compare notamment les résultats obtenus avec les différentes manières de déterminer T_l à partir d'un essai :

- T_{lmax} : valeur maximale atteinte pendant l'essai (ici, souvent limitée par la résistance de l'armature et non par celle du sol);
- $T_l(0,1 B)$: valeur conventionnelle d'après la norme pour les pieux, correspondant à un déplacement en tête de $0,10 B$;
- $T_l(1/2 L_S)$: d'après la norme, valeur correspondant à un déplacement mesuré en tête égal à celui d'un point d'ancrage fictif situé à la moitié du scellement. Cette traction est déterminée par l'intersection de la courbe de mesure avec la droite correspondant à l'allongement d'une armature de longueur $1/2 L_S$.

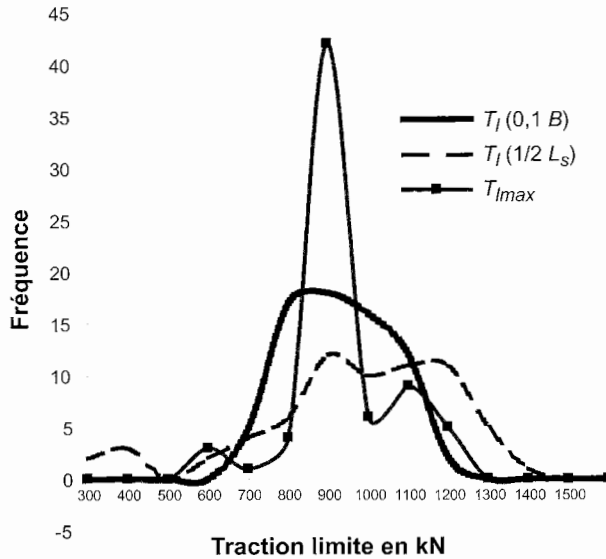


Figure 2.23. Histogrammes des tractions limites: nombre de valeurs = 70.

On peut constater que la détermination conventionnelle de T_l par $T_l(0,1 B)$ fournit des valeurs assez peu dispersées (compte tenu des différences entre micropieux testés dues aux variations d'épaisseurs de couches): 95 % des essais se situent entre 700 et 1200 kN, soit une dispersion de $\pm 25\%$.

La détermination de T_l par $T_l(1/2 L_s)$ ne semble pas satisfaisante, et celle par T_{lmax} n'est pas discriminante sur ce site, car beaucoup d'essais ont dû être arrêtés à cause de la résistance de l'armature.

La figure 2.24 présente l'histogramme du rapport T_l/T'_c pour ces différentes méthodes de détermination de T_l . On observe un pic autour de 1,25, soit $T'_c = 0,8 T_l$, ce qui correspond à une rupture plutôt brutale de ces micropieux.

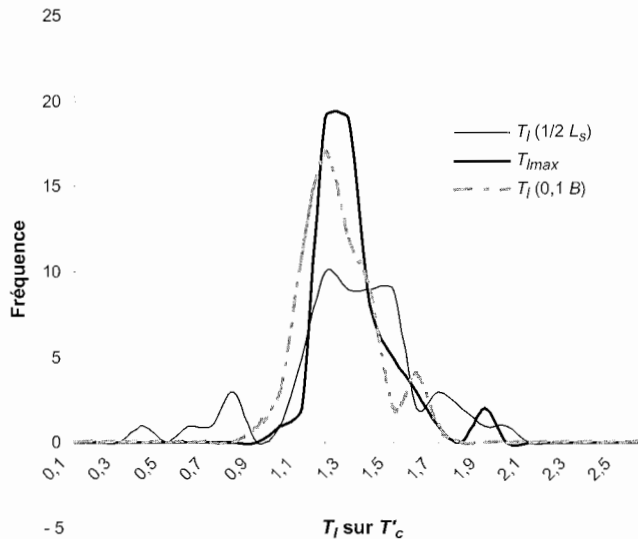


Figure 2.24. Histogramme du rapport T_I sur T'_c : nombre de valeurs = 70.

2.1.3.1.4. Essais de pieux et micropieux dans l'argile de San Francisco

On peut citer ici l'étude de la FHWA conduite par Brittsan et Speer de Caltrans (1994, rapport FO/93/08). Un nombre de 81 essais de compression et de traction a été réalisé, de septembre 1992 à mai 1993, sur 30 pieux de 11 types différents, sur le site Highway 280 à Oakland, dans la baie de San Francisco. Le rapport remis est, en fait, un rapport préliminaire qui se borne à fournir les données du programme d'essais ainsi que les premières interprétations.

Le contexte géotechnique est constitué, sous un recouvrement de 6 m de remblai, de 30 m d'argile molle (*bay mud*), puis de sable dense sur environ 20 m avant d'atteindre le substratum résistant. Les essais de pénétration statique fournis dans le rapport n'indiquent aucune résistance de pointe mesurable dans l'argile molle.

Chaque type de pieu est décrit en détail avec une fiche technique: les onze types se décomposent en cinq types courants utilisés par Caltrans et six types mis en œuvre par les sociétés Nicholson (NCA, NFC et *pin pile*), Monotype Piling, Fundex et Halliburton. Les diamètres sont compris entre 17,5 cm et 50 cm. On distingue, par ailleurs, les pieux courts (de 21,6 m à 34,4 m de longueur) arrêtés dans l'argile molle et les pieux longs (de 35,6 m à 47,2 m) arrêtés dans le sable dense. Les pieux sont tous tubés au travers des 6 mètres de remblais de surface.

Parmi les types de pieux testés, on peut en sélectionner trois qui constituent réellement des micropieux (diamètre inférieur à 250 mm ou 300 mm) (Fig. 2.25 à 2.27):

- micropieu Nicholson NCA, dont l'armature est constituée de torons scellés dans un forage de 9 pouces. Un tube en acier protège ces torons gainés-graissés sur toute la longueur, sauf sur 10 m à la base où les torons sont nus et le tube absent; dans cette zone, le coulis est injecté sous pression et le diamètre atteint 12 pouces;
- micropieu Nicholson NFC, similaire au précédent mais, dont l'armature est constituée d'une barre scellée dans le tube en acier sur toute la longueur du micropieu. Le coulis est injecté gravitairement;
- micropieu Nicholson *deep pin pile*, intermédiaire entre les deux précédents dans la mesure où il est armé d'une barre, mais injecté sous pression dans la partie basse où le tube en acier est interrompu.

Pour chacun de ces trois types, deux micropieux sont réalisés: l'un court (33 m) scellé dans l'argile molle et l'autre long (45 m) dans le sable dense. Pour chaque micropieu, on a réalisé un essai en traction avec déchargement, suivi d'un essai en compression (atteignant ou non la rupture); pour certains, le premier essai de traction est mené à la rupture, pour d'autres, il est interrompu avant la rupture et l'essai est mené à la rupture après celui en compression.

Le tableau 2.5 indique les principaux résultats de ces essais. Les charges limites sont définies, semble-t-il, pour un déplacement conventionnel de 1/2 pouce (= 1,25 cm). On peut en déduire les frottements latéraux limites moyens dans l'argile et dans le sable: les frottements dans l'argile sont calculés à partir de la surface latérale totale du micropieu et des essais en traction sur micropieux courts; les frottements latéraux moyens dans le sable sont calculés différentiellement à partir des précédents. Ces valeurs sont uniquement indicatives en l'absence d'instrumentation et de données plus précises sur les micropieux.

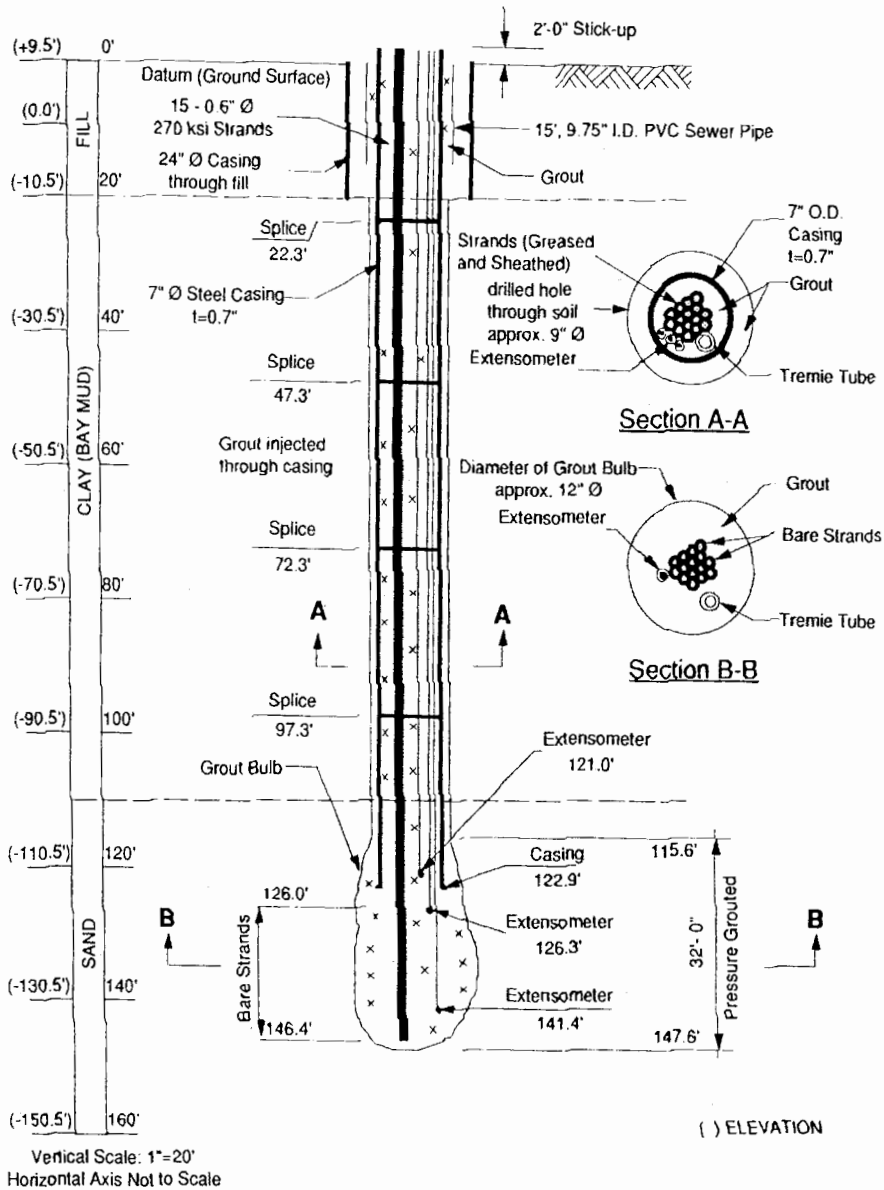


Figure 2.25. Description du micropieu Nicholson NCA long.

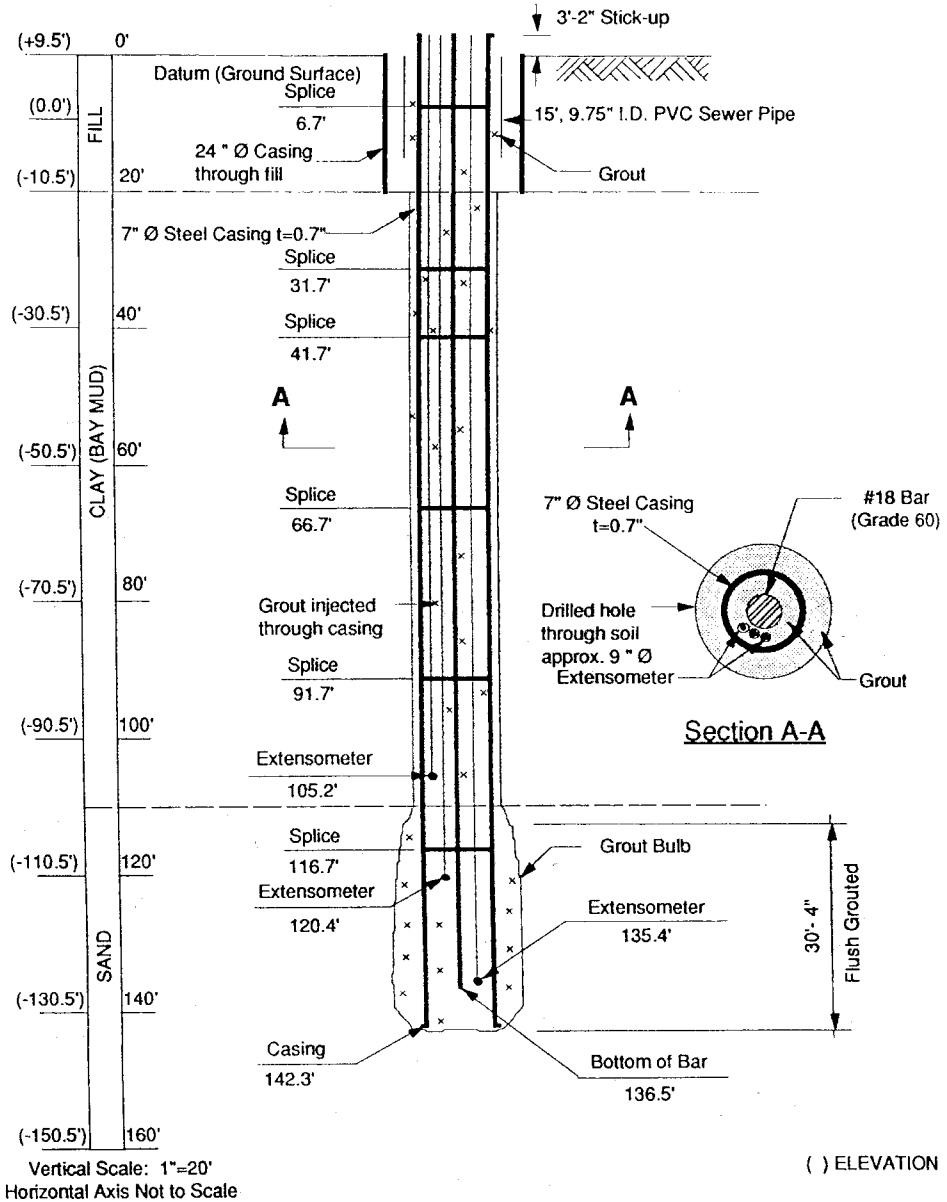


Figure 2.26. Description du micropieu Nicholson NFC long.

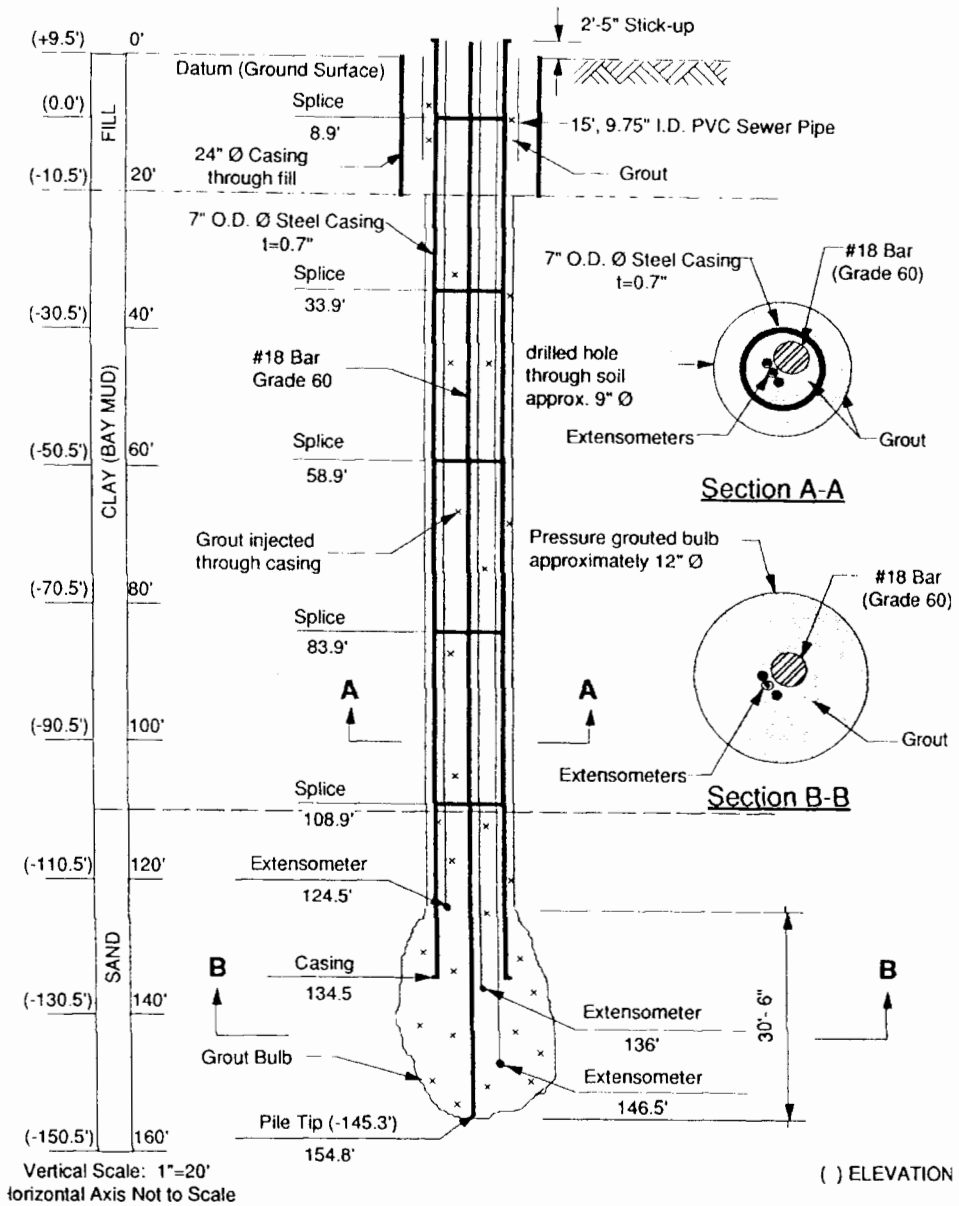


Figure 2.27. Description du micropieu Nicholson Pin Pile long.

Tableau 2.5. Principaux résultats des essais de San Francisco sur les micropieux de type Nicholson NCA, NFC, Pin Pile.

| N° | Type de micropieu | Diamètre partie haute (m) | Longueur partie haute (m) | Diamètre de scellement (m) | Longueur de scellement (m) | Type de scellement en partie basse | Charge limite traction (kN) | Charge limite compression (kN) | Q _s estimé (kPa) |
|----|-------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| 10 | NCA long | 0,23 | 29 | 0,30 | 10 | Sous pression | 1801 | 27 | 80 sable |
| 11 | NCA court | 0,23 | 13 | 0,30 | 13 | Sous pression | 1089 | – | 50 argile |
| 12 | NFC long | 0,23 | 27 | 0,30 | 10 | Gravitaire | 2046 | 1779 | 134 sable |
| 13 | NFC court | 0,23 | 13 | 0,30 | 13 | Gravitaire | 880 | – | 40 argile |
| 73 | Pin pile long | 0,23 | 27 | 0,30 | 9 | Sous pression | 2046 | 1712 | 137 sable |
| 74 | Pin pile court | 0,23 | 13 | 0,30 | 13 | Sous pression | 978 | – | 45 argile |

2.1.3.2. Comparaison des résultats des essais avec les règles existantes

Seuls les essais en grandeur réelle sont analysés ici, les essais de micropieux isolés sur des modèles réduits n'ayant qu'un rôle d'étude du comportement ou bien servant de référence pour des études en modèle réduit sur des groupes et des réseaux (cf. chapitres 3 et 4).

2.1.3.2.1. Frottement latéral q_s

On a regroupé dans le tableau 2.6, pour les différents sites d'essai de micropieux isolés du projet national Forever, les données suivantes :

- type de sol;
- type de micropieu;
- caractéristiques mécaniques des sols (pression limite en général);
- q_s mesuré lors des essais du projet national Forever;
- q_s estimé par différentes méthodes utilisées couramment:
 - estimation par les abaques de Bustamante et Doix (1985, BLPC 140),
 - estimation par les abaques du Fascicule 62 titre V du CCTG,
 - estimation par le DTU 13.2.

Les essais de San Francisco n'ont pas pu être exploités en l'absence de données de sols.

On observe une nette dispersion des valeurs estimées par les différentes méthodes actuelles et une concordance variable avec les résultats d'essais. Cela est lié en grande partie à la difficulté de rattacher les technologies de micropieux utilisées sur ces sites aux catégories définies par les différents règlements. Dans l'ensemble, il apparaît que la méthode de Bustamante et Doix (1985) est celle qui donne la meilleure concordance, surtout pour les valeurs moyennement élevées de q_s (site de Saint-Rémy).

La technologie de mise en œuvre apparaît ainsi être le paramètre prépondérant pour la détermination du frottement latéral, ce qui incite à utiliser tout abaqué de prédimensionnement avec prudence et à privilégier la réalisation d'essais de chargement.

2.1.3.2.2. Résistance en pointe

Les essais en compression réalisés sur le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse ont montré que pour les micropieux testés (élancement de 50) la charge limite en pointe représentait environ 10 % de la charge totale en compression.

Cela est cohérent avec l'estimation de la charge limite en compression, proposée par Bustamante et Doix (1985), d'environ 15 à 20 % de la charge limite en frottement latéral. Ce point est confirmé par ailleurs par les calculs à rebours faits par Perlo et Frank (1997, FO/96/05) sur les essais de Saint-Rémy.

Tableau 2.6. Synthèse des résultats d'essais grandeur réelle sur micropieux élémentaires du projet national Forever et comparaison aux règles existantes.

| Site | Sol | Type | p_i (MPa) | q_s mesuré (kPa) | q_s (Bustamante et Doix) (kPa) | q_s (fasc. 62) (kPa) | q_s (DTU 13-2) (kPa) |
|---------------|-------------------------|-----------------|----------------------|-----------------------|---|------------------------------|------------------------------|
| Saint-Rémy | sable lâche | II _h | 0,4 | 52 | 45-50 | 25 | 20 |
| | sable lâche | II _b | 0,4 | 52 | 45-50 | 25 | 20 |
| | sable lâche | IV (R-SOL) | 0,4 | 72 | 90-100 | 25 | 50 |
| | sable lâche | Ischebeck | 0,4 | 72 | 90-100 | 25 | 50 |
| Saint-Étienne | sablo-argileux lâche | IV | 1,3 (0,6 initial) | 375 | 180 | 120 | 35/80 |
| Rueil | sable et grave | II | 3,8 | 225 | 375 | 120 | (120) 150 |
| | craie altérée | II | 1,8 | 135 | 200 | 110 | (120) 150 |
| San Francisco | argile molle | ? | ? | 45 | | | |
| | sable dense | ? | ? | 117 | | | |

2.1.3.3. Recommandations concernant les essais statiques de micropieux sous charge verticale

On évitera autant que possible de dimensionner les micropieux en utilisant les abaques existants et on privilégiera la réalisation d'essais de micropieux.

En général, on ne prendra pas en compte la résistance de pointe dans le dimensionnement, laquelle n'intervient *a priori* pas pour un élancement supérieur à 50. On pourra donc se contenter d'essais d'arrachement de micropieux, y compris lorsque ceux de l'ouvrage considéré sont chargés en compression.

La procédure d'essai à utiliser est celle des normes NF P 94-150-1 et NF P 94-150-2: « Essai statique de pieu isolé sous un effort axial » respectivement « en compression » et « en traction ».

Ces essais seront menés à la rupture par paliers de charge. Dans tous les cas, l'armature des micropieux et l'ensemble du dispositif d'essai doivent être largement dimensionnés pour permettre de tester le micropieu jusqu'à sa charge limite vis-à-vis du scellement et non vis-à-vis de la résistance interne: la norme précitée préconise une valeur de traction d'essai égale au minimum à 1,5 fois la valeur estimée de la charge limite vis-à-vis du sol.

Pour tenir compte des spécificités des micropieux, on ne retiendra pas la méthode de détermination de la traction de limite de la norme, mais la suivante:

« la traction limite sera celle correspondant à un déplacement de la pointe de 5 mm. Si le déplacement est mesuré en tête de micropieu (cas d'un essai non instrumenté), on lui déduira l'allongement propre du micropieu calculé en supposant une répartition uniforme du frottement le long du pieu: $y_{tête} = y_{pointe} + 1/2 FD/ES$, où F est la charge appliquée, D la longueur du micropieu, E et S sont respectivement le module d'Young et la section de l'armature. »

Si, pour des raisons économiques ou de délai, on recourt à d'autres procédures d'essai de chargement statique (notamment essai à vitesse constante), leur interprétation devra être prudente et pourra être valorisée par des comparaisons avec un ou plusieurs essais de chargement par paliers sur des micropieux du site ou similaires.

Les essais de chargement dynamiques ne pourront être utilisés seuls pour le dimensionnement des micropieux, ils devront être corrélés sur le site avec des résultats d'essais statiques.

En ce qui concerne le nombre d'essais, l'idéal est de réaliser au minimum deux essais parfaitement instrumentés pour tester toutes les couches frottantes. On rajoutera un essai du même type par tranche de 50 micropieux. À défaut d'essais instrumentés, la réalisation des longueurs libres étant toujours très délicate, on

préférera tester chaque couche successivement, en réalisant des micropieux de longueurs différentes et faire une interprétation en différentiel.

2.1.4. Analyse des résultats des essais dynamiques

2.1.4.1. Principe

Les essais dynamiques de pieux présentent beaucoup d'intérêt car ils sont simples et rapides d'utilisation. Ils consistent en effet à faire tomber une masse sur la tête du pieu et à enregistrer différents paramètres durant la transmission de l'onde de choc. En contrepartie, leur interprétation est délicate et nécessite en particulier des hypothèses sur le comportement de l'interface difficiles à vérifier. Pour cette raison, on admet qu'ils ne donnent qu'une estimation approchée de la résistance statique conventionnelle du pieu testé. Cette méthode avait été rarement utilisée pour les micropieux et il a été jugé utile de la tester dans le cadre du projet national Forever.

2.1.4.2. Essai SIMBAT

L'essai dynamique SIMBAT du CEBTP permet, sans dispositif de chargement important (massif de réaction, fondations supplémentaires...) de déterminer la capacité portante des éléments testés à partir de chocs émis sur la fondation par l'intermédiaire d'une masse tombante.

Pour les micropieux, l'équipement comprend un dispositif léger et autonome permettant la chute libre jusqu'à une hauteur de 2,5 m d'une masse de 100 à 1 000 kg. Ce matériel transportable en fourgon avec la chaîne d'acquisition électronique et informatique permet un essai simple pour tous les types de micropieux.

La seule préparation des éléments à tester consiste alors en la réalisation d'une renhausse en béton (Fig. 2.28) ou en acier de l'ordre de 80 cm de hauteur permettant la mise en place de l'instrumentation qui comprend des accéléromètres, des jauges et une mire.

Ce type d'essai permet aussi bien d'optimiser la capacité portante d'un micropieu à l'aide d'essais préalables sur des micropieux d'essais que de contrôler et valider des micropieux en phase d'exécution par des tests de contrôle sur les micropieux de l'ouvrage.

Un essai de chargement dynamique SIMBAT a été réalisé sur un micropieu du projet national Forever à la station d'ouvrages en terre du CEBTP à Saint-Rémy-lès-Chevreuse et son résultat a été comparé à celui de l'essai de chargement statique. Il a fait l'objet du rapport de Gangneux et Vié (2000, FO/97/07).



Figure 2.28. Tripode de chargement dynamique et instrumentation du micropieu.

L'aire d'essai dont on disposait était constituée par un massif de sable de 6 m d'épaisseur avec une surface utile de 10 m × 10 m. Le sable fin de Fontainebleau y avait été mis en place de façon à obtenir un massif de sable lâche et homogène.

Ses principales caractéristiques, intéressantes pour notre étude, sont:

$$D_{50} = 0,15 \text{ mm};$$

$$C_U = 1,8;$$

$$14,4 \text{ kN/m}^3 < \gamma_d < 14,8 \text{ kN/m}^3;$$

$$8 \% < w_{nat} < 11 \%;$$

$$2,2 \text{ MPa} < E_M < 6,3 \text{ MPa};$$

$$0,25 \text{ MPa} < p_1 < 0,56 \text{ MPa}.$$

Les micropieux de type II avaient les caractéristiques suivantes:

- longueur scellée: 5 m;
- diamètre du forage: $B = 100 \text{ mm}$;
- tube en acier: 50/40 mm.

Parallèlement à l'essai dynamique, un essai de chargement statique a été réalisé sur un deuxième micropieu similaire.

Durant le choc sur la tête du micropieu instrumenté, on a enregistré simultanément les signaux de force, de déplacement et de vitesse (Fig. 2.29).

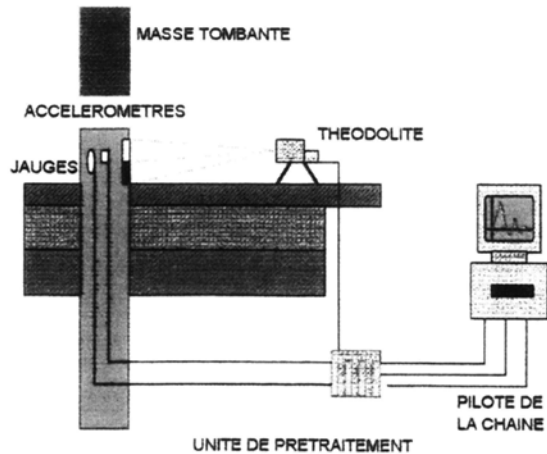


Figure 2.29. Schéma de l'instrumentation et des appareils d'enregistrement.

La séparation des ondes montantes et descendantes (Fig. 2.30) permet de calculer la résistance « dynamique » R_{dy} selon les formules :

$$F_{ds} = \frac{1}{2}(F + Z_c V)$$

$$F_{mt} = \frac{1}{2}(F - Z_c V)$$

$$R_{dy}(t) = F_{ds}(t) + F_m\left(t + \frac{l}{c}\right)$$

avec :

F : force totale

V : Vitesse du signal

Z_c : impédance caractéristique ($Z_c = ES/c$)

c : célérité du son dans le micropieu

l : longueur du micropieu.

Les valeurs de c et de Z_c sont déduites des dimensions du micropieu et de l'examen des courbes de forces et de vitesses.

Une relation empirique est établie entre la résistance dynamique et l'enfoncement résiduel mesuré pour chaque choc. L'enfoncement résiduel (Fig. 2.30) est calculé à partir des mesures de déplacement fournies par le théodolite après comparaison avec la double intégration de l'accélération.

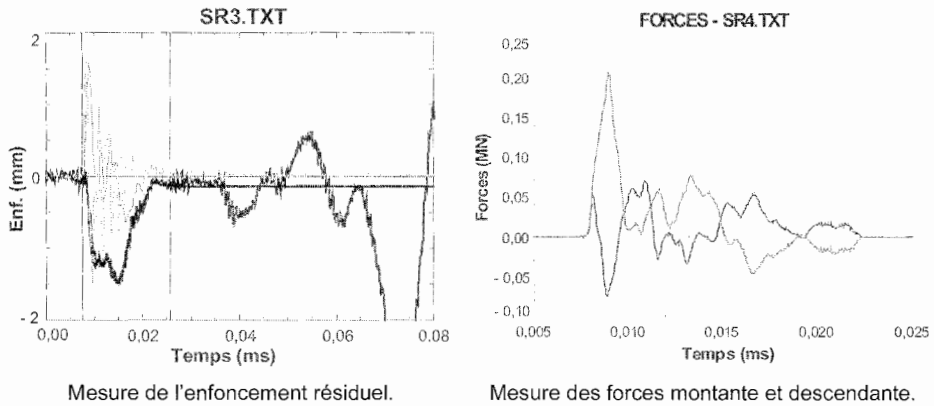


Figure 2.30. Enregistrements pendant l'essai SIMBAT.

La figure 2.31 montre la courbe résistance dynamique-enfoncement. La valeur de la résistance dynamique correspondant à la courbe linéarisée et à un enfoncement résiduel nul donne une estimation approchée de la résistance statique. On obtient ici 107 kN, valeur très proche de la résistance statique conventionnelle mesurée sur le deuxième micropieu, mais il convient cependant de garder une certaine prudence (à noter également que le premier choc ne donnait qu'une valeur de 76 kN).

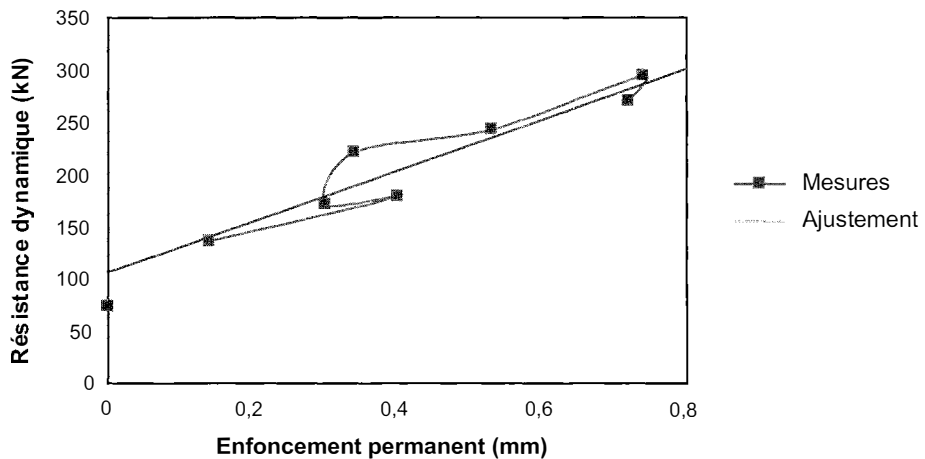


Figure 2.31. Détermination de la résistance statique.

2.1.4.3. Essai CAPWAP

L'essai dynamique par la méthode CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) développée aux États-Unis par Goble combine à la fois le modèle d'équation des ondes dans le micropieu et le sol avec un modèle visco-élasto-plastique pour l'interaction sol-micropieu. Il présente l'avantage non seulement d'obtenir la capacité portante dynamique et statique du micropieu, mais également le frottement latéral, l'effort de pointe, le coefficient d'amortissement et la raideur du sol.

Un essai CAPWAP a été réalisé sur un micropieu du PN Forever de la station de Saint-Rémy identique à celui sur lequel a été effectué un essai SIMBAT (Rausche et Thendean, 1998, rapport FO/97/08).

L'instrumentation du micropieu a consisté en deux capteurs de déformation et deux accéléromètres piézoélectriques placés à 500 mm en dessous de la surface où a lieu le choc.

Une masse et des hauteurs de chute identiques à celles de l'essai SIMBAT ont été utilisées.

Rausche et Thendean (1998, FO/97/08) indiquent que la capacité portante d'un pieu est généralement complètement mobilisée lorsque le déplacement de la tête du pieu sous le choc excède 2,5 mm ce qui n'a pas été le cas pour les faibles hauteurs de chute (≤ 300 mm). Pour cette raison, l'interprétation a été concentrée sur les fortes hauteurs de chute, l'essai ayant consisté en 9 chocs.

Les calculs de la résistance statique conduisent à une valeur maximale de 106 kN pour le 8^e choc correspondant à la hauteur de chute maximale de 600 mm, valeur elle aussi très proche de la résistance statique mesurée. Les auteurs constatent avec surprise que le 4^e choc (hauteur de chute de 500 mm) ne mobilise qu'une résistance statique de 95 kN alors que les chocs suivants avec la même hauteur de chute conduisent à des résistances moindres : 88 kN pour le 7^e choc et 78 kN pour le 9^e choc. Ils en concluent que l'essai dynamique provoque une perte de résistance du sol, qui peut disparaître progressivement.

Compte tenu du niveau d'énergie faible et de déplacements permanents inférieurs à 1 mm, les auteurs considèrent que les valeurs de la capacité portante calculées par la méthode CAPWAP ne constituent que des bornes inférieures de la valeur réelle.

2.2. COMPORTEMENT SOUS CHARGEMENT TRANSVERSAL

2.2.1. Définitions des différents types de sollicitations transversales

Les micropieux peuvent être sollicités par des efforts latéraux soit en tête, soit sur une partie du fût. Classiquement dans ce type d'ouvrage on considère les axes x , z avec z positif dirigé vers le bas.

On désigne par B le diamètre du fût du micropieu et par ϕ le diamètre de l'armature (barre ou tube).

En tête, les efforts sont transmis par la superstructure (Fig. 2.32). Ils peuvent être représentés par leurs éléments de réduction, N_0 (effort normal), T_0 (effort tranchant) et M_0 (moment fléchissant). On peut découpler l'effet de l'effort normal de ceux de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

Sur une partie du fût, les efforts sont transmis par des poussées latérales du terrain d'autant plus importantes que ce terrain est instable; $g(z)$ désigne le déplacement libre du sol et $y(z)$ celui du micropieu (Fig. 2.33).

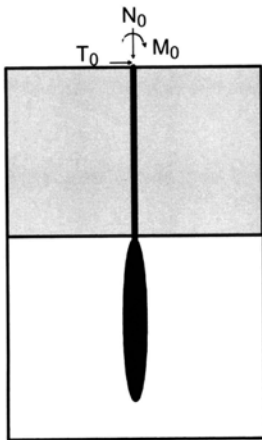


Figure 2.32. Micropieu soumis à des efforts en tête N_0 , T_0 et M_0 .

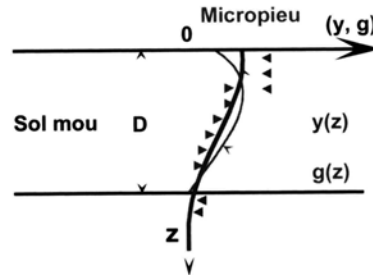


Figure 2.33. Micropieu soumis à des efforts latéraux sur une partie du fût.

2.2.2. Domaines d'application

Les principaux domaines pour lesquels les micropieux sont soumis à des efforts latéraux sont :

- fondations de portique ;
- fondations de piles et culées de ponts ;
- micropieux dont une partie importante de la fiche traverse des sols mous chargés dissymétriquement qui entraînent des poussées latérales sur leurs fûts ;
- fondations de murs antibruit ;
- micropieux sous sollicitations sismiques.

2.2.3. Comportement du micropieu sous sollicitations transversales

Lorsqu'un micropieu est soumis en tête à des efforts transversaux : moment M_0 et effort tranchant T_0 , il va se déplacer pour mobiliser dans le sol des réactions p équilibrant en tout point z , le moment fléchissant $M(z)$ et l'effort tranchant $T(z)$ (Fig. 2.34).

La réaction du sol sur le micropieu $P = p \times B$ (kN/m) est fonction du déplacement y perpendiculaire au micropieu. La courbe de réaction du sol $P(y)$ a généralement l'allure d'une courbe hyperbolique (Fig. 2.35).

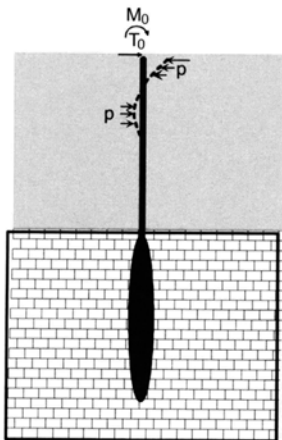


Figure 2.34. Mobilisation de la réaction latérale du sol par un micropieu.

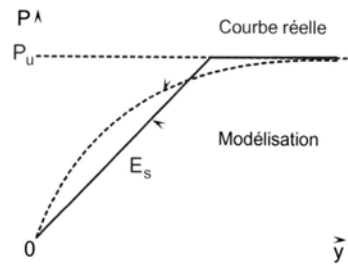


Figure 2.35. Courbe de réaction sol-micropieu.

Si on linéarise la courbe de réaction du sol par une seule droite sécante et par une valeur limite pour un certain déplacement, on définit le module de réaction E_s par la pente (Fig. 2.35):

$$E_s = \frac{P}{y} \text{ (kPa)}$$

Le coefficient de réaction k est défini, quant à lui, par:

$$k = \frac{P}{y} \text{ (kN/m}^3 \text{ ou kPa/m)}$$

On a donc:

$$E_s = k \times B$$

Le comportement du micropieu dépend à la fois de sa propre rigidité à la flexion ($E_p \cdot I_p$) et de celle du sol E_s , donc de la rigidité relative micropieu-sol. On l'exprime, classiquement, par la longueur de transfert l_0 (voir § 2.2.4).

Un micropieu, compte tenu de son grand élancement, généralement supérieur à 100, a le comportement souple d'un pieu relativement long dans la terminologie du calcul des pieux sous efforts transversaux. On tiendra compte de sa déformée propre, mais les conditions en pointe n'auront pas d'influence sur les efforts et déplacements de la partie supérieure.

2.2.4. Calcul d'un micropieu isolé soumis en tête à un moment M_0 et un effort T_0

2.2.4.1. Sol homogène linéairement élastique

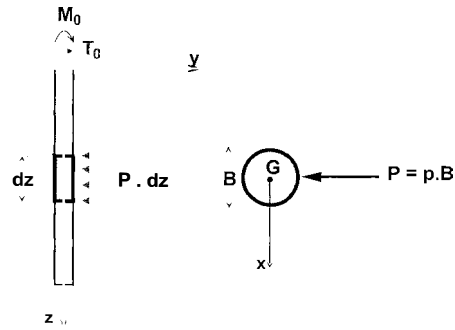
On suppose et on vérifiera que le sol reste en élasticité linéaire. On applique les équations des poutres droites soumises à une force répartie P (kN/m) (Fig. 2.36) (voir, par exemple, Frank, 1999).

$$EI_{G_x} \times y^{(4)} = -P(z)$$

$$EI_{G_x} \times y^{(3)} = T(z)$$

$$EI_{G_x} \times y^{(2)} = M(z)$$

$$y^{(1)} = \theta(z)$$



(n) dérivée n-ième

Figure 2.36. Modélisation de l'interaction micropieu-sol.

EI_{G_x} (noté par la suite $E_p I_p$): rigidité à la flexion du micropieu par rapport à l'axe principal d'inertie G_x ; le micropieu étant généralement circulaire, tout axe est principal;

$y^{(n)}$: dérivée n-ième du déplacement perpendiculaire à la fibre moyenne par rapport à z ;

$P(z)$: charge répartie le long du micropieu en kN/m ($P = p \times B$);

$T(z)$: effort tranchant (par convention la dérivée du moment par rapport à z est égale à $+T(z)$);

$M(z)$: moment fléchissant;

$\theta(z)$: rotation.

Si la loi de réaction du sol peut être considérée élastique linéaire, on a, en tenant compte des signes de P et y , $P(z) = -E_s(z) \cdot y(z)$. On en déduit l'équation différentielle suivante:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{E_s \cdot y(z)}{E_p I_p} = 0$$

dont la solution générale est:

$$y = e^{-x}(A \cos x + B \sin x) + e^x(C \cos x + D \sin x)$$

avec: $x = z/l_0$ et $l_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_s}}$ appelé longueur de transfert.

A, B, C, D sont déterminés par deux conditions aux limites en tête et en pied.

2.2.4.1.1. Cas du micropieu infiniment long et souple.

Puisque le micropieu est infiniment long, les conditions en pied n'interviennent pas. L'équation se simplifie puisque, si x tend vers l'infini, y tend vers zéro, entraînant $C = D = 0$:

$$y = e^{-x}(A \cos x + B \sin x)$$

Deux conditions en tête suffisent, les conditions en pied n'ayant aucune influence sur les déplacements et les efforts du micropieu. On traite ci-dessous à titre d'exemple le cas du micropieu libre en tête, soumis à M_0 et T_0 .

En dérivant deux fois y par rapport à z , pour exprimer le moment, et trois fois pour l'effort tranchant, avec pour $x = 0$, $M = M_0$ et $T = T_0$, on obtient les valeurs des constantes A et B et la valeur du déplacement y en fonction de $x = z/l_0$:

$$y(x) = \frac{2M_0}{E_s \cdot l_0^2} e^{-x} (\cos x - \sin x) + \frac{2T_0}{E_s \cdot l_0} e^{-x} \cos x \quad \text{déplacement}$$

En appliquant les équations précédentes, on détermine la rotation, le moment fléchissant et l'effort tranchant:

$$\theta(x) = -\frac{4M_0}{E_s \cdot l_0^3} e^{-x} \cos x - \frac{2T_0}{E_s \cdot l_0^2} e^{-x} (\cos x + \sin x) \quad \text{rotation}$$

$$M(x) = M_0 e^{-x} (\sin x + \cos x) + T_0 \cdot l_0 \cdot e^{-x} \sin x \quad \text{moment fléchissant}$$

$$T(x) = -\frac{2M_0}{l_0} e^{-x} \sin x + T_0 e^{-x} (\cos x - \sin x) \quad \text{effort tranchant}$$

$$y_{max} = y(0) = \frac{2}{E_s \cdot l_0} \left(\frac{M_0}{l_0} + T_0 \right)$$

$$M_{max} \text{ est obtenu pour } x = \arctan \left(\frac{l_0 \times T_0}{2M_0 + l_0 T_0} \right).$$

En particulier si $M_0 = 0$, $x = \arctan l = \pi/4$:

$$M_{max} = T_0 \cdot l_0 e^{-\frac{\pi}{4}} \sin \frac{\pi}{4} = 0,322 \cdot T_0 \cdot l_0 \text{ à } z = \frac{\pi}{4} l_0$$

On trouvera dans Frank (1999) un formulaire très complet avec différentes conditions en tête.

2.2.4.1.2. Définition pratique du micropieu infiniment long

Quelles que soient les conditions aux limites, les déplacements et les efforts sont des sinusoides amorties. Pour $x = z/l_0 = 3$, $e^{-3} = 0,049$, les déplacements et efforts deviennent négligeables à 5 % près; la quasi-totalité des efforts en tête de pieu est transférée au sol sur la longueur $3 l_0$. On pourra donc considérer qu'un micropieu est infiniment long si $l \geq 3l_0$.

2.2.4.2. Sol hétérogène linéairement élastique

On pourra utiliser des logiciels de structures (élasticité linéaire) ou des logiciels spécialisés aux calculs de pieux en mettant des ressorts schématisant, à chaque nœud des tronçons discrétisés, la réaction du sol.

En fonction du coefficient de réaction k du sol, la rigidité de chaque ressort est égale à :

$$k \cdot B \cdot \Delta l \text{ (kN/m)}$$

avec :

B : diamètre du *bulbe* du micropieu, en tenant compte de l'injection du coulis de ciment;

Δl : zone d'action de chaque ressort.

En ce qui concerne le micropieu, la rigidité à la flexion $E_p \cdot I_p$ est celle de la seule *armature* du micropieu, en négligeant toute participation du coulis de ciment.

L'intervalle des ressorts est assez faible en tête, au moins sur $3 l_0$, pour obtenir des résultats corrects.

2.2.4.3. Sol hétérogène. Lois élastiques parfaitement plastiques ou lois de réaction quelconques.

La résolution de l'équation différentielle se fait dans ce cas par une méthode numérique à partir du logiciel PILATE développé par le LCPC.

Le sol est découpé en n couches suffisamment minces pour que, à chaque couche, on puisse attribuer une courbe de réaction unique et pour que la valeur du déplacement au milieu de la couche puisse être considérée comme représentative de toute la couche. L'équation différentielle est résolue pour chaque couche, en linéarisant la courbe de réaction à chaque itération (Fig. 2.37). La résolution du système nécessite deux conditions en tête (connues) et deux conditions en pied (à estimer en fonction des caractéristiques du sol et du micropieu). On a vu que les micropieux étant très généralement souples, les conditions en pied ne conditionnent ni les valeurs des efforts, ni celles des déplacements.

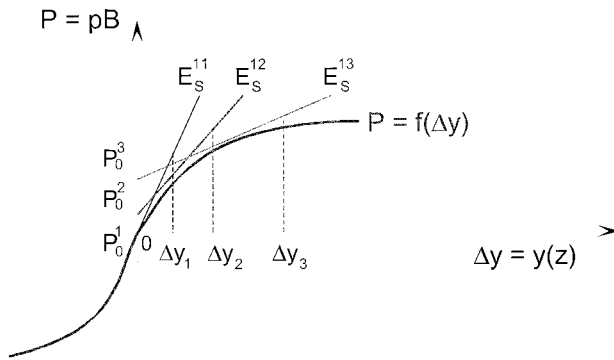


Figure 2.37. Courbe de réaction quelconque. PILATE.

Plusieurs calculs ont été effectués pour un micropieu de 10 m de long, armé d'un tube 109/127 mm scellés dans un forage de 170 mm dans une argile molle de caractéristiques: pression de fluage pressiométrique $p_f = 0,2$ MPa et module pressiométrique $E_M = 3$ MPa. Le premier calcul est effectué pour la valeur limite de l'effort horizontal de 16 kN (courbe 1) au-delà duquel le sol commence à entrer en plasticité en tête du micropieu, près de la surface du sol; puis pour des valeurs croissantes de l'effort horizontal: 25 kN (courbe 2), 35 kN (courbe 3), 40 kN (courbe 4), 50 kN (courbe 5).

La figure 2.38 donne les déplacements, et la figure 2.39 les moments fléchissants.

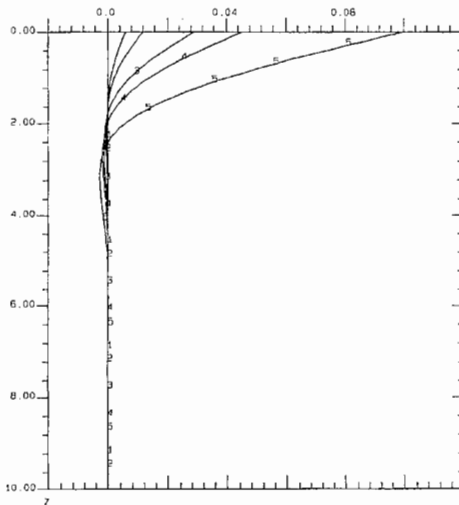


Figure 2.38. Calculs des déplacements (m) par le logiciel PILATE.

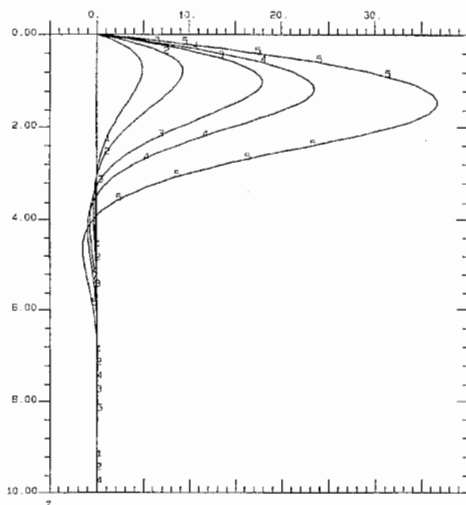


Figure 2.39. Calculs des moments fléchissants (kN.m) par le logiciel PILATE.

Le tableau 2.7 indique en fonction des efforts horizontaux en tête T_0 , le déplacement maximal en tête, y_{max} , le moment maximal, M_{max} , et la hauteur de sol plastifié, h_{plas} depuis la surface du sol.

Tableau 2.7. Résultats des calculs PILATE.

| T_0 (kN) | y_{max} (mm) | M_{max} (m.kN) | h_{plas} (m) |
|------------|----------------|------------------|----------------|
| 16 | 6 | 5 | 0,0 |
| 25 | 12 | 9 | 0,5 |
| 35 | 29 | 18 | 1,0 |
| 40 | 45 | 24 | 1,4 |
| 50 | 100 | 37 | 2,0 |

On constate évidemment qu'à partir du moment où le sol entre en plasticité les déplacements et les efforts augmentent très vite.

2.2.4.4. Choix des courbes de réaction frontale (Fascicule 62-Titre V, 1993)

Les courbes de réaction frontale sont calées par rapport aux caractéristiques du terrain déterminées par des essais pressiométriques: E_M (module pressiométrique), p_f (pression de fluage) et p_l (pression limite).

Le module $E_s = k \times B$ est calculé à partir du module pressiométrique E_M . Il est déduit de la formule expérimentale donnée par Ménard pour le tassement d'une fondation isolée.

Pour les micropieux, le diamètre étant inférieur au diamètre de référence $B_0 = 0,60$ m introduit par Ménard, la valeur de E_s ne dépend pas de B et vaut:

$$E_s = E_M \frac{6}{\frac{4}{3}(2,65)^\alpha + \alpha}$$

où α est le coefficient rhéologique du sol dont les valeurs sont données dans le tableau 2.8.

Tableau 2.8. Valeurs de α .

| Type | Tourbe | Argile | | Limon | | Sable | | Grave | |
|--|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|
| | α | E_M/p_l | α | E_M/p_l | α | E_M/p_l | α | E_M/p_l | 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 | | – |

À partir des valeurs de E_s , p_f et p_l à un niveau donné dans le sol, on construit la courbe de réaction correspondante de la manière suivante selon la nature des sollicitations en tête (Fascicule 62-Titre V, 1993).

2.2.4.4.1. Sollicitations permanentes

Courbe de réaction linéaire E_s bornée par $B \times p_f$ (p_f : pression de fluage).

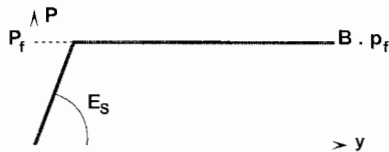


Figure 2.40. Courbe de réaction du sol sous sollicitations permanentes.

2.2.4.4.2. Sollicitations de courte durée

Dans ce cas, on double le module de réaction, qui est alors pris égal à $2 E_s$. La courbe de réaction linéaire est bornée par $B \times p_f$.

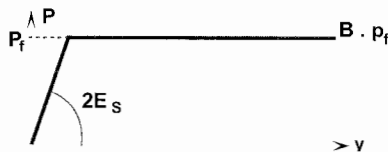


Figure 2.41. Courbe de réaction du sol sous sollicitations de courtes durées.

2.2.4.4.3. Sollicitations accidentelles très brèves

On peut adopter une loi de réaction bilinéaire avec une pente égale à $2 E_s$ jusqu'à $(B \times p_f)$ et E_s de $(B \times p_f)$ à $(B \times p_l)$. La courbe de réaction bilinéaire est bornée par $B \times p_l$ (p_l : pression limite).

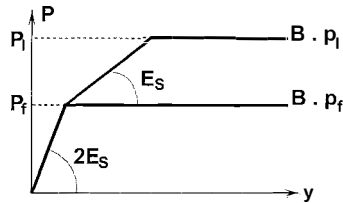


Figure 2.42. Courbe de réaction du sol sous sollicitations accidentelles très brèves.

2.2.4.4.4. Corrections au-dessus de la profondeur critique

Les micropieux ayant de faibles diamètres on pourra négliger, en première approximation, les corrections à apporter aux courbes de réaction entre la surface du sol et la profondeur critique, préconisées par le Fascicule 62-Titre V.

2.2.5. Détermination de la longueur de transfert l_0 dans des cas courants de chantier

On montre facilement que dans de très nombreux cas on peut effectivement considérer que les micropieux se comportent comme des micropieux infiniment longs.

Prenons comme exemple deux micropieux sous sollicitations permanentes, le premier armé d'une barre de 50 mm scellé dans un forage de 100 mm, le second d'un « tube pétrolier » 109/127 mm scellé dans un forage de 170 mm. Les deux micropieux traversent une épaisseur importante d'argile molle caractérisée par un module pressiométrique de 3 MPa et une pression de fluage de 0,2 MPa.

On calcule les longueurs de transfert l_0 , dans le domaine élastique linéaire du sol, jusqu'à p_f (tableau 2.9).

Tableau 2.9. Calculs de la longueur de transfert l_0 des deux micropieux.

| N° | ϕ (mm) | B (mm) | S (mm ²) | E_p (MPa) | I_p (mm ⁴) | p_f (MPa) | E_M (MPa) | α | E_s (MPa) | l_0 (m) |
|----|----------------|-----------|-------------------------|----------------|-----------------------------|----------------|----------------|----------|----------------|--------------|
| 1 | 50 | 100 | 1963 | 2.10^5 | $3,07.10^5$ | 0,2 | 3 | 2/3 | 5,58 | 0,46 |
| 2 | 109/127 | 170 | 3336 | 2.10^5 | $5,84.10^6$ | 0,2 | 3 | 2/3 | 5,58 | 0,96 |

Ainsi, même pour des micropieux armés soit d'une barre de gros diamètre, soit d'un tube couramment utilisé, scellés en tête dans un sol très médiocre, on obtient une valeur de $3 l_0$ inférieure à 3 mètres. On pourra donc très souvent considérer que le micropieu transmet l'intégralité des efforts de tête au sol sur les premiers mètres.

2.2.6. Effort transversal maximal en tête de micropieu dans les cas courants de chantier

Si l'on veut éviter que le sol n'entre en plasticité, en tête du micropieu, on peut calculer l'effort transversal maximal T_0 à ne pas dépasser.

Le déplacement maximal est limité dans le domaine élastique du sol à $y_{max} = P_f/k$ ou $(P_f \cdot B)/E_s$. Comme le déplacement du sol maximal en tête vaut $y_{max} = 2T_0/(E_s \cdot l_0)$, on obtient l'effort tranchant maximal suivant :

$$T_{0, max} = (P_f \cdot B \cdot l_0)/2$$

Deux calculs (1) et (2) ont été faits pour une sollicitation permanente et pour une sollicitation à court terme. Ils sont donnés dans les tableaux 2.10 et 2.11.

Tableau 2.10. Calculs de l'effort transversal maximal des deux micropieux, sous sollicitations permanentes (1).

| N° | ϕ (mm) | B (mm) | ρ_f (MPa) | E_M (MPa) | E_s (permanent) (MPa) | l_0 (m) | $T_{0, max}$ (kN) | y_{max} (mm) |
|----|----------------|-----------|-------------------|----------------|----------------------------|--------------|----------------------|-------------------|
| 1 | 50 | 100 | 0,2 | 3 | 5,58 | 0,46 | 4,6 | 3,6 |
| 2 | 109/127 | 170 | 0,2 | 3 | 5,58 | 0,96 | 16 | 6 |

Tableau 2.11. Calculs de l'effort transversal maximal des deux micropieux, sous sollicitations de courte durée (2).

| N° | ϕ (mm) | B (mm) | ρ_f (MPa) | E_M (MPa) | $2E_s$ (courte durée) (MPa) | l_0 (m) | $T_{0, max}$ (kN) | y_{max} (mm) |
|----|----------------|-----------|-------------------|----------------|--------------------------------|--------------|----------------------|-------------------|
| 1 | 50 | 100 | 0,2 | 3 | 11,16 | 0,39 | 3,9 | 1,8 |
| 2 | 109/127 | 170 | 0,2 | 3 | 11,16 | 0,81 | 13,4 | 3 |

Pour les micropieux armés d'une barre, même de gros diamètre, l'effort transversal reste très faible, inférieur à 5 kN; pour les micropieux armés de tubes, il est évidemment plus important, mais il reste toutefois modeste. Paradoxalement, les valeurs limites de l'effort transversal sont plus faibles pour les sollicitations à court terme. Cela s'explique facilement puisque, pour les sollicitations à court terme, le module de réaction est doublé alors que la pression maximale reste limitée

à la pression de fluage; ce qui signifie qu'on atteint deux fois plus vite le palier plastique.

Le moment maximal repris par l'armature du micropieu, $M_{sol} = 0,322 \cdot T_0 \cdot l_0$, peut être comparé au moment élastique de la barre ou du tube en acier (tableau 2.12). Pour la barre, il a été retenu comme limite élastique 500 MPa, et pour le tube 800 MPa.

Tableau 2.12. Comparaison entre le moment fléchissant et le moment élastique de l'armature.

| N° | ϕ (mm) | B (mm) | P_f (MPa) | E_M (MPa) | l_0 (m) | $T_{0,max}$ (kN) | M_{sol} (m.kN) | $M_{élastique}$ (m.kN) |
|----|----------------|-----------|----------------|----------------|--------------|---------------------|---------------------|---------------------------|
| 1 | 50 | 100 | 0,2 | 3 | 0,46 | 4,6 | 0,68 | 6,14 |
| 2 | 109/127 | 170 | 0,2 | 3 | 0,96 | 16 | 4,95 | 73,6 |

On constate que les contraintes dans l'acier sont très loin de la limite élastique quand on atteint la plastification du sol. On peut montrer que la raideur du sol est trop faible pour que l'acier plastifie avant le sol, dans les cas courants d'utilisation des micropieux.

On rappelle (§ 2.2.4.3) que, dès que le sol entre en plasticité pour des efforts supérieurs à ces valeurs de $T_{0,max}$, les déplacements et les efforts dans l'armature du micropieu augmentent très rapidement.

2.2.7. Calcul d'un micropieu isolé soumis à des poussées latérales

Dans le cas où des poussées latérales du sol agissent sur le fût du micropieu, il est nécessaire de connaître le déplacement libre du sol, $g(z)$. Les nombreuses mesures de déplacements horizontaux, par inclinométrie, effectués par le LCPC lors des expérimentations des remblais sur sols compressibles dans les années 1970-1980, ont permis de proposer des lois empiriques de $g(z)$.

Le Fascicule 62-Titre V permet d'évaluer le comportement des micropieux sous ce type de sollicitation. Sous des sollicitations différentes, un calcul préalable du déplacement libre du sol pourrait être effectué à l'aide d'un programme aux éléments finis.

2.2.7.1. Comportement d'un micropieu isolé soumis à des poussées latérales

Sous l'influence des contraintes appliquées au sol compressible, celui-ci se déplace librement: courbe $g(z)$. Si le déplacement du micropieu $y(z)$ est supérieur à $g(z)$, le sol applique une réaction sur le micropieu; si le déplacement du micro-

pieu $y(z)$ est inférieur à $g(z)$, c'est au contraire le sol qui entraîne le micropieu (Fig. 2.33) Le déplacement du micropieu dépend de la déformée libre du sol, de sa rigidité relative micropieu-sol et des conditions aux limites en tête et en pied. Pour les micropieux ayant une faible rigidité, le déplacement du micropieu est très proche de celui du sol.

Par extension du calcul précédent d'un micropieu isolé soumis en tête à M_0 et T_0 , on admet que les efforts sur un micropieu soumis à des poussées latérales à un niveau z sont fonction de la différence $\Delta_y = y(z) - g(z)$.

2.2.7.2. Sol homogène. Sol en élasticité linéaire

On a le même type d'équation que pour la fondation soumise à des efforts en tête, en remplaçant $y(z)$ par le déplacement différentiel $y(z) - g(z)$.

$$E_p I_p \times y^{(4)} + E_s (y - g) = 0$$

Si $g(z)$ peut être assimilé à un polynôme de degré inférieur ou égal à trois, la solution générale est $y = y_0 + g$, en notant y_0 la solution générale de l'équation homogène déterminée précédemment (voir Frank, 1999):

$$y = g + e^{-x}(A \cos x + B \sin x) + e^x(C \cos x + D \sin x)$$

Les quatre constantes sont déterminées par deux conditions en tête et deux conditions en pied. Pour un pieu long ($l \geq 3 l_0$), contrairement au cas précédent (efforts seulement en tête), on ne peut ignorer les conditions en pied qui influencent les résultats des calculs des déplacements et des efforts.

2.2.7.3. Sol hétérogène. Lois élasto-plastiques ou lois de réaction quelconques.

La résolution de l'équation différentielle se fait, également, par une méthode numérique à partir du code de calcul PILATE développé par le LCPC.

2.2.8. Synthèse des études expérimentales

2.2.8.1. Expérimentations en vraie grandeur du CEBTP (1995)

Le site retenu, dans le cadre du projet national Forever, pour les essais en vraie grandeur sur les micropieux soumis en tête à des efforts horizontaux T_0 a été la station d'ouvrages en terre du CEBTP à Saint-Rémy-lès-Chevreuse (Plumelle et Raynaud, 1996, rapport FO/95/03).

L'aire d'essai dont on disposait était constituée par un massif de sable de 6 m d'épaisseur avec une surface utile de 10 m × 10 m. Le sable fin de Fontainebleau a été mis en place de façon à obtenir un massif de sable lâche et homogène.

Ses principales caractéristiques, intéressantes pour notre étude, sont:

$$D_{50} = 0,15 \text{ mm};$$

$$D_{max} = 0,60 \text{ mm};$$

$$C_U = 1,8;$$

$$14,4 \text{ kN/m}^3 < \gamma_d < 14,8 \text{ kN/m}^3;$$

$$8 \% < w_{nat} < 11 \%;$$

$$2,2 \text{ MPa} < E_M < 6,3 \text{ MPa};$$

$$0,25 \text{ MPa} < p_1 < 0,56 \text{ MPa}.$$

Les micropieux de types II et IV ont les caractéristiques suivantes:

- longueur scellée: 5 m;
- diamètre du forage: $B = 100 \text{ mm}$;
- tube en acier: 50/40 mm.

Des essais de chargement horizontal ont été réalisés suivant la norme NF P 94-151 sur 8 micropieux. Le déroulement des essais comprenait:

- un préchargement horizontal à $0,1 Q_{max}$;
- des paliers de chargement horizontal d'une durée de 30 minutes;
- un déchargement avec un palier intermédiaire.

Les résultats des essais ont été les suivants:

Tableau 2.13. Résultats des essais.

| N° | T_C (kN) | Y_{TC} (mm) | θ_{TC} (10^{-3} rad) | T_{10} (kN) à 10 mm | T_{me} (kN) | Y_{me} (mm) |
|------------|------------|---------------|-----------------------------------|--------------------------|---------------|---------------|
| 1 | 5 | 7 | 16 | 6 | 12 | 48 |
| 2 | 3,5 | 4 | 11 | 5,9 | 11 | 42 |
| 3 | 3 | 2 | 7 | 6,2 | 9 | 32 |
| 4 | 3,5 | 4 | 12 | 5,8 | 10 | 46 |
| 5 | 3,8 | 5 | 11 | 5,2 | 11 | 67 |
| 6 | 3,8 | 4,5 | 12 | 5,5 | 12 | 72 |
| 7 | 4,5 | 6,6 | 15 | 5,2 | 12 | 59 |
| 8 | 5 | 5,8 | 16 | 6,5 | 14 | 62 |
| Moyenne | 4,0 | 4,9 | 13 | 5,8 | 11 | 54 |
| Écart type | 0,7 | 1,6 | 3 | 0,5 | 1,5 | 14 |

avec:

- T_C charge horizontale critique de fluage;
- Y_{TC} déplacement horizontal du micropieu au niveau du sol correspondant à T_C ;
- θ_T inclinaison de la tête du micropieu correspondant à T_C ;
- T_{le} charge horizontale limite conventionnelle déterminée à l'issue de l'essai de chargement horizontal pour un déplacement de $0,1 B$, soit 10 mm;
- T_{me} charge horizontale maximale à laquelle le micropieu a été soumis;
- Y_{me} déplacement horizontal maximal mesuré au niveau du sol, correspondant à la charge horizontale maximale T_{me} .

• *Interprétation des résultats*

Pour déterminer les courbes de réaction sous chargement horizontal, on considère que, pour de faibles déplacements, on peut appliquer au sol et au micropieu les formules valables pour un module de réaction constant (ressort élastique linéaire). Sous un seul effort tranchant T_0 , connaissant y_0 et θ_0 , le déplacement et la rotation en tête, on peut en déduire E_s et l_0 :

$$\theta_0 = -\frac{2T_0}{E_s \times l_0^2}$$

$$y(0) = \frac{2T_0}{E_s \times l_0}$$

On en déduit, par exemple, pour le micropieu n° 1 à la limite élastique: effort $T_0 = 3$ kN, $E_s = 6,04$ MPa et $l_0 = 0,41$ m.

Si on a à la fois un effort tranchant T_0 et un moment fléchissant M_0 en tête, bien que les formules soient plus compliquées (Plumelle et Raynaud, 1996, FO/95/03), on peut également calculer E_s et l_0 :

$$\theta_0 = -\frac{4M_0}{E_s \times l_0^3} - \frac{2T_0}{E_s \times l_0^2}$$

$$y(0) = \frac{2}{E_s \times l_0} \left(\frac{M_0}{l_0} + T_0 \right)$$

Dans les essais du CEBTP, les moments M_0 étant faibles (effort appliqué à 0,05 m du sol), pour le même effort de $T_0 = 3$ kN, on a $E_s = 6,08$ MPa et $l_0 = 0,46$ m. On peut donc négliger M_0 .

On a calculé, d'une part, le module tangent E_{tan} sur le début des courbes efforts-déplacements, d'autre part, le module sécant E_{sec} pour une valeur de l'effort égal à la charge horizontale critique de fluage T_c .

Les résultats sont les suivants :

Tableau 2.14. Valeurs des modules.

| N° | T_c (kN) | E_{tan} tangent (MPa) | E_{sec} sécant (MPa) |
|------------|------------|-------------------------|------------------------|
| 1 | 5 | 6 | 3,4 |
| 2 | 3,5 | 6 | 5,2 |
| 3 | 3 | 6 | 10,5 |
| 4 | 3,5 | 10,4 | 5,3 |
| 5 | 3,8 | 10,4 | 3,3 |
| 6 | 3,8 | 9,6 | 4,5 |
| 7 | 4,5 | 4,5 | 3,1 |
| 8 | 5 | 5,4 | 4,8 |
| Moyenne | 4,0 | 8 | 5 |
| Écart type | 0,7 | 2,3 | 2,4 |

On constate une forte dispersion des valeurs de ces modules en fonction de la profondeur, dispersion beaucoup plus forte que celle des valeurs des charges critiques de fluage et des charges limites conventionnelles.

Plusieurs courbes de mobilisation de la réaction frontale ont été testées avec le programme de calculs PILATE sur ces résultats d'essai. Les meilleures courbes de mobilisation (Fig. 2.43), donnent un excellent ajustement pour les déplacements et les rotations (Fig. 2.44 et 2.45). Ces courbes de mobilisation varient suivant le tronçon de micropieu pour tenir compte de l'effet de surface. La variation a été prise en compte de 0,10 m à 0,50 m.

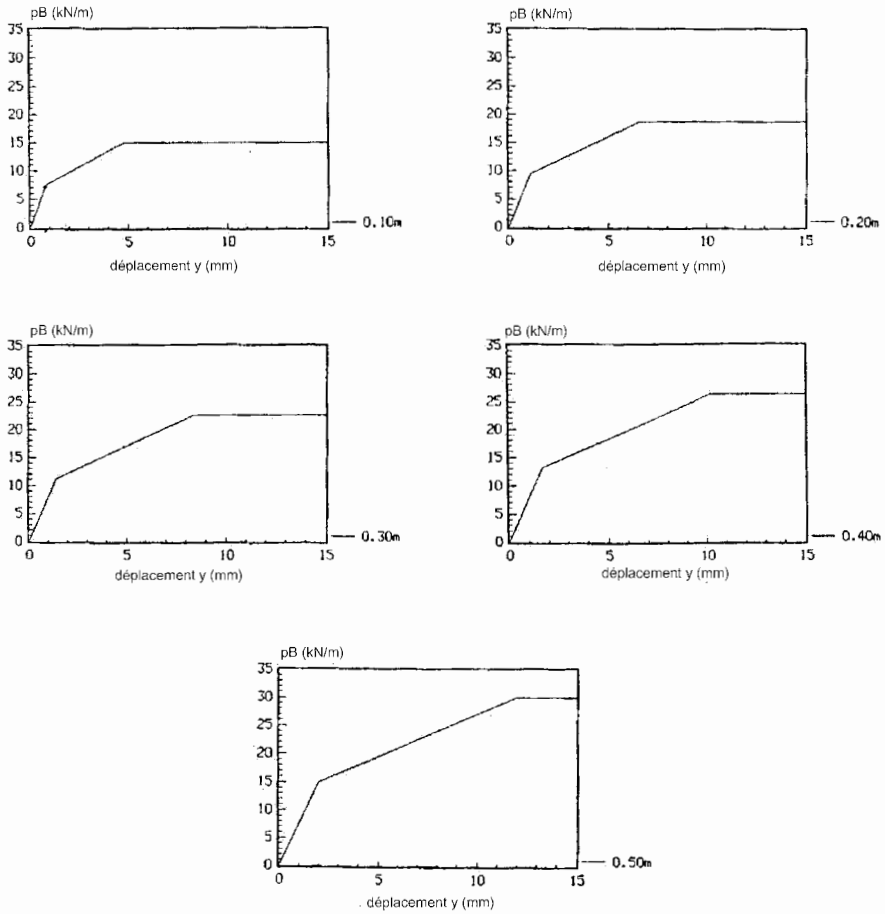


Figure 2.43. Courbes de réaction du sol en fonction de la profondeur de 0,10 m à 0,50 m.

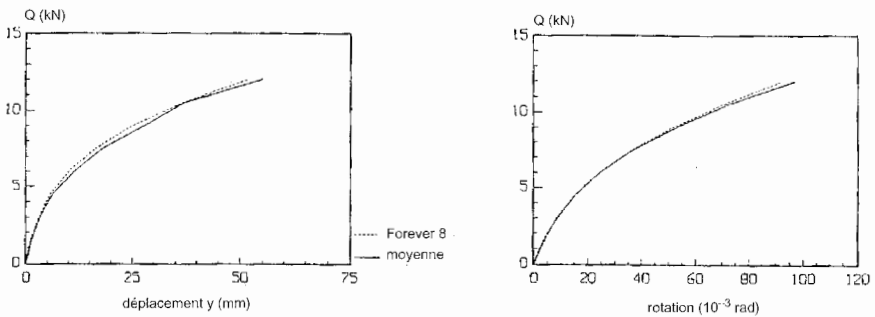


Figure 2.44. Courbes efforts-déplacements expérimentales et théoriques pour les micropieux de type IV.

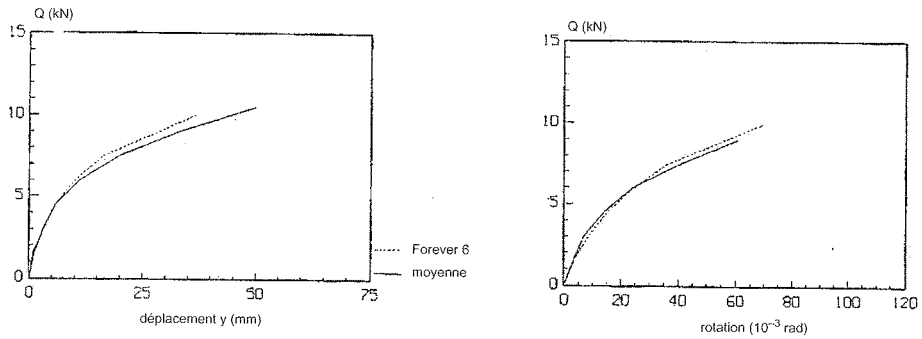


Figure 2.45. Courbes efforts-déplacements expérimentales et théoriques pour les micropieux de type II.

Si on compare la courbe de mobilisation retenue, au-delà de 0,50 m (Fig. 2.46), avec celle préconisée dans le Fascicule 62-Titre V (article 3, annexe C5 et figure 2.47), on constate des différences notables.

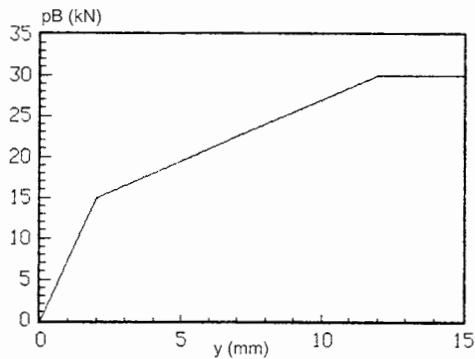


Figure 2.46. Courbe de mobilisation expérimentale de réaction du sol.

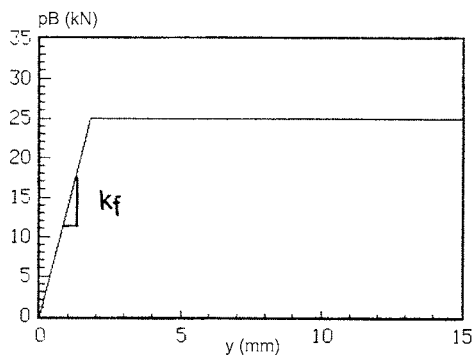


Figure 2.47. Courbe de mobilisation théorique de réaction du sol (selon le Fascicule 62-Titre V, 1993).

L'article 3, annexe C5 du Fascicule 62 indique: « On tiendra compte du fait que, pour les sols granulaires, les lois d'interaction peuvent être sensiblement identiques vis-à-vis des charges de courte et longue durée d'application ».

Si on considère une charge de courte durée pour une profondeur supérieure à 0,50 m et pour des valeurs moyennes correspondant aux caractéristiques du site du CEBTP:

$$E_M = 5 \text{ MPa};$$

$$p_1 = 0,4 \text{ MPa};$$

$$p_f = 0,25 \text{ MPa};$$

$$\alpha = 1/3.$$

on obtient alors:

$$E_s = 2 \times 2,76 E_M = 27,6 \text{ MPa}$$

$$p_f = 0,25 \text{ MPa}$$

avec: $P_u = p_f \cdot B$.

Si on adopte une courbe correspondant à une charge de longue durée, on trouve (Fig. 2.47):

$$E_s = 13,8 \text{ MPa}$$

Quoi qu'il en soit, les valeurs calculées de E_s sont largement plus fortes que les valeurs données par les essais (Tableau 2.14).

La courbe expérimentale de mobilisation de réaction du sol qui a été retenue, au-delà de 0,50 m, est assez différente de celle préconisée par le Fascicule 62, puisqu'il a été adopté une loi bilinéaire (Fig. 2.48) avec une première pente E_s plus faible que celle préconisée par le Fascicule 62-titre V (Fig. 2.47).

En ce qui concerne les modifications près de la surface du sol, on en a tenu compte, mais en appliquant, à la fois sur les valeurs des paliers et celles des déplacements, une double affinité suivant les axes y et p . Ainsi le déplacement, pour atteindre la moitié de la valeur du palier plastique, passe de 0,8 mm pour une profondeur de 0,1 m à 2 mm pour une profondeur de 0,5 m. Cette modélisation tient compte du fait qu'au début du chargement, sous de très faibles déplacements, le sol n'est pas altéré et la mobilisation est rapide; en revanche, au fur et à mesure que l'effort en tête augmente, sur les tronçons supérieurs, la contrainte atteint un palier limite, le sol est altéré et la mobilisation devient plus lente (Fig. 2.43).

2.2.8.2. Effet de la proximité d'un talus sur le comportement d'un micropieu

Mezazigh (1995) a effectué une étude expérimentale complète de l'influence de la proximité d'un talus sur le comportement de pieux soumis à des efforts latéraux (Fig. 2.48). Il paraît justifié de considérer que les résultats de cette étude s'appliquent également aux micropieux.

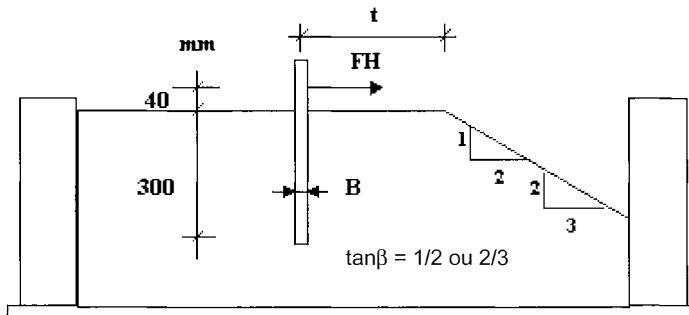


Figure 2.48. Schéma du dispositif d'essai.

Cette étude a été développée avec des modèles réduits sur la centrifugeuse du LCPC de Nantes. Les modèles de micropieux en duralumin, de type flexible, ont un diamètre de 18 mm et une longueur de 380 mm. Ils ont été mis en place par battage dans un massif de sable de Fontainebleau à deux indices de densité I_D : 0,63 et 0,81. Ils ont été centrifugés à 40 g, ce qui correspond à des pieux prototypes de 0,72 m de diamètre et de 15,20 m de longueur.

Les talus ont des pentes de 2H/1V et 3H/2V.

Les pieux sont équipés de jauges de déformation pour calculer le moment fléchissant tout le long du pieu et en déduire les déplacements et les pressions afin de tracer les courbes (p, y) à toutes les profondeurs.

Les résultats des essais de référence, pour des pieux très éloignés des sommets des talus, montrent que les courbes (p, y) sont bien représentées par des paraboles et que les valeurs ultimes du fascicule 62 sont très conservatrices par rapport aux résultats expérimentaux. La profondeur critique, à partir de laquelle les courbes (p, y) deviennent constantes, indépendantes de la profondeur, se situe autour de $4B$.

En ce qui concerne l'influence de la proximité du talus, deux paramètres sont importants: la distance relative à la crête du talus t/B et la pente du talus β . En revanche les caractéristiques physiques et mécaniques du sable n'interviennent pas.

L'effet du talus se fait sentir à la fois sur les modules initiaux et sur le palier plastique.

Pour un talus à 2/1, il n'y a plus d'effet entre 7 et 8 B ; pour un talus à 3/2 il n'y a plus d'effet entre 10 B et 12 B . Cela signifie que pour un micropieu courant de diamètre $B = 0,1$ m, il n'y a plus d'influence du talus à une distance de l'ordre de 1 m.

Mezazigh (1995) propose les coefficients de réduction $r(t/B)$ et $t_{lim}(B, \beta)$ suivants:

$$P(t/B) = r(t/B) \cdot P_{ref}$$

$$r\left(\frac{t}{B}\right) = \begin{cases} \frac{17 - 15 \tan \beta}{100} \cdot \frac{t}{B} + \frac{1 - \tan \beta}{2} & t \leq t_{lim} \\ r = 1 & t \geq t_{lim} \end{cases}$$

$$t_{lim} = 4B(6 \tan \beta - 1)$$

P_{ref} : force de réaction répartie de référence, correspondant au sol horizontal infini.

La figure 2.49 indique la variation du coefficient de réduction r en fonction de la distance relative t/B et pour deux angles de talus β : 2H/1V et 3H/2V.

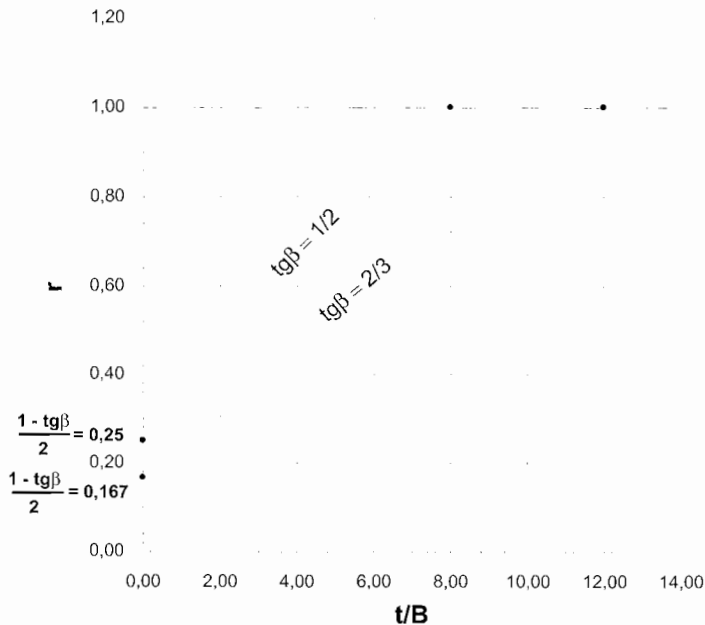


Figure 2.49. Variation de r en fonction de t/B et de β .

2.2.9. Recommandations

2.2.9.1. Reprise d'efforts transversaux par des micropieux

Les micropieux ayant une faible rigidité à la flexion ne peuvent pas reprendre d'efforts transversaux (efforts tranchants et moments) importants. On devra donc, quand c'est possible, incliner les micropieux pour qu'ils travaillent en traction-compression.

2.2.9.2. Méthode de calcul aux coefficients de réaction

La méthode de calcul aux coefficients de réaction k , ou aux modules de réaction E_s , pour les micropieux soumis à des efforts transversaux, est globalement applicable (voir également § 3.3.1).

Le coefficient k , ou le module E_s , seront calculés en fonction du module pressiométrique E_M et du diamètre B du micropieu. On ne prendra en compte que la rigidité à la flexion de l'armature (ou du groupe d'armatures).

En règle générale on veillera à ne pas dépasser la limite « élastique » du sol ($p = p_f$). Dans ce cas, on pourra utiliser des logiciels de structure qui considèrent le milieu « élastique linéaire » et ne nécessitent que la valeur de k .

On peut toutefois accepter qu'une partie du sol, en tête de micropieu, soit plastifiée à condition de vérifier que les déplacements (déplacements et rotations) restent compatibles avec le bon fonctionnement de la structure portée. On utilisera alors des logiciels spécialisés en géotechnique, capables de prendre en compte des lois de mobilisation complexes de la réaction du sol. En particulier, le palier plastique « local » du sol sera atteint, suivant les types de chargement, à la pression de fluage p_f ou à la pression limite p_b , pressions mesurées au pressiomètre.

2.2.9.3. Courbes de réaction du fascicule 62-titre V, sans abattement en tête

Les résultats des mesures sur les expérimentations en vraie grandeur montrent clairement que les lois de mobilisation de la réaction latérale sont de type non linéaire-plastique; on peut les représenter classiquement par des hyperboles.

Pour un sol granulaire lâche à peu compact, les lois de mobilisation expérimentales de la réaction latérale sont significativement moins favorables que la loi de mobilisation de la réaction latérale théorique proposée par le fascicule 62 pour des sollicitations permanentes (Fig. 2.47). Le module de la première partie de la courbe de mobilisation expérimentale est largement inférieur au module E_s du fascicule 62.

On propose dans une première approche simple, pour un sol granulaire lâche à peu compact, d'utiliser une courbe de réaction linéaire, identique à celle préconisée par le fascicule 62, mais en divisant par 2 le module E_s pour les sollicitations permanentes (Fig. 2.40). Pour un calcul plus complet on pourra approcher la courbe réelle en utilisant une courbe bilinéaire, avec un module E_s jusqu'à une contrainte latérale égale à $p_f/2$ pour la première partie et un module $E_s/5$, entre $p_f/2$ et p_f pour la suite. La contrainte latérale restera limitée à p_f (Fig. 2.46).

Les micropieux ayant un faible diamètre, on pourra, au moins dans un premier calcul négliger l'effet de la profondeur sur la valeur du module et de la réaction latérale au palier. Pour le calcul complet on pourra appliquer les recommandations de l'article 6 de l'annexe au texte C5 du fascicule 62-titre V concernant la modification de la courbe de mobilisation près de la surface du sol.

2.2.9.4. *Prise en compte de l'interaction micropieu-structure*

Il est intéressant de tenir compte de l'interaction des micropieux avec les structures portées. En effet la rigidité de la structure elle-même peut notablement limiter les déplacements des micropieux et éviter que le sol ne se retrouve en plasticité.

Les exemples suivants illustrent ce phénomène pour deux portiques à inertie constante (HEB220 et HEB600) fondés sur des micropieux 109/127 mm et montrent l'intérêt de tenir compte de l'interaction micropieu-structure.

Chaque portique de 10 m de portée et de 5 m de haut est formé de HEB, il est soumis à une force concentrée de 100 kN placée au milieu de la traverse (Fig. 2.50).

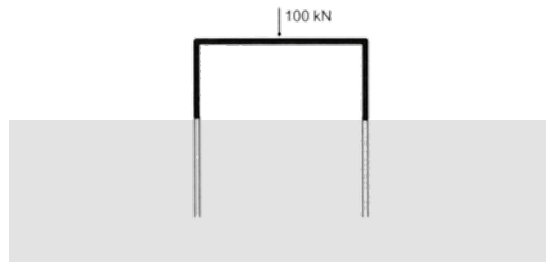


Figure 2.50. Portique sur deux micropieux.

Les pieds de portique sont rotulés; ils subissent une poussée de 18,75 kN si on ne considère pas l'interaction micropieux-structure.

En prenant l'interaction micropieux-structure et si on se base sur le calcul n° 1 (§ 2.2.6) du micropieu à armature tubulaire (sous sollicitations permanentes), cette poussée excède légèrement la valeur de 16 kN. En considérant que le sol est encore en « élasticité », le déplacement en tête des micropieux serait de 7 mm et le moment de 5,8 kN.m.

Si on mène les calculs en prenant en compte l'interaction micropieux-portique, les figures 2.51 et 2.52 montrent les déplacements du portique HEB220 et HEB600 et des micropieux.

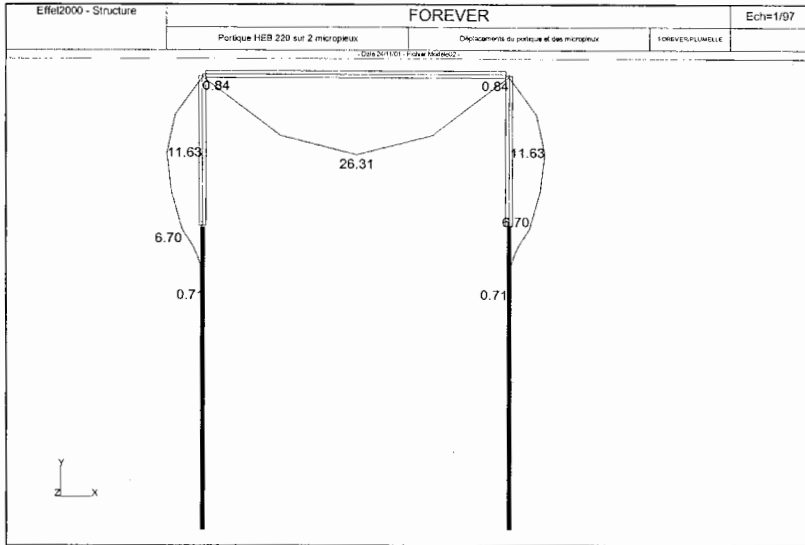


Figure 2.51. Calculs des déplacements du portique HEB220 et des micropieux sous EFFEL.

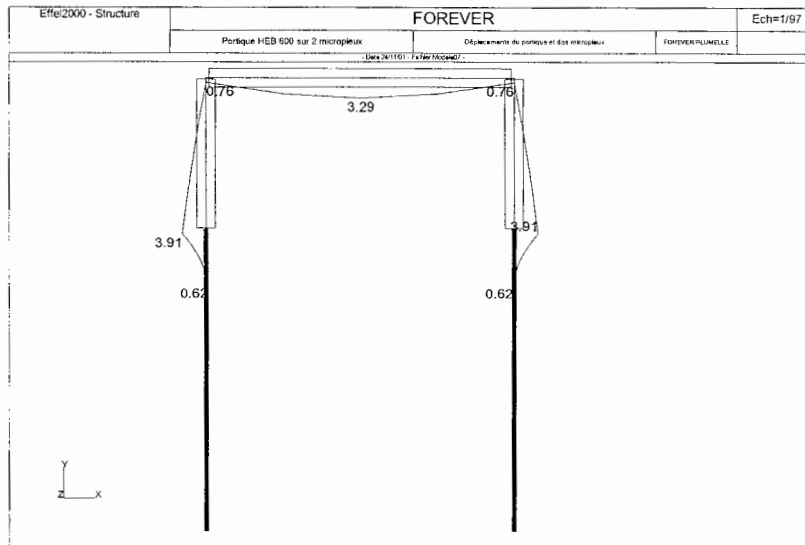


Figure 2.52. Calculs des déplacements du portique HEB600 et des micropieux sous EFFEL.

Le tableau 2.16 montre l'importance des interactions en fonction de la rigidité à la flexion des profilés du portique et de l'armature du micropieu.

Tableau 2.16. Tableau comparatif des calculs sans et avec interaction avec la structure.

| | Calcul du portique sans interaction HEB220 | Calcul du portique sans interaction HEB600 | Calcul du micropieu sans interaction 109/127 | Calcul avec interaction micropieu-portique HEB220 | Calcul avec interaction micropieu-portique HEB600 |
|------------------------|--|--|--|---|---|
| Poussée T_0 (kN) | 18,75 | 18,75 | 18,75 | 18,1 | 10,4 |
| y_{max} (mm) | | | 7 | 6,7 | 3,9 |
| $M_{micropieu}$ (m.kN) | | | 5,8 | 5,6 | 3,2 |

Ces résultats montrent une interaction significative entre les micropieux et les structures. Les calculs avec interaction peuvent permettre de prendre en compte des efforts latéraux plus importants par rapport aux calculs séparés, d'une part, de la structure et, d'autre part, des micropieux. Il appartient donc au projecteur de juger de l'opportunité de prendre en compte l'interaction micropieu-structure.

2.3. CHARGEMENT COMBINÉ

2.3.1. Influence de l'inclinaison des micropieux

L'influence de l'inclinaison sur la verticale d'un micropieu isolé sur son comportement a été analysée par Shahrour et Ata (1994, rapport FO/93/03) à l'aide d'un calcul par éléments finis en déformations planes. Le pieu de Plancoët a été pris comme exemple de référence (dimensions: $D = 7,50$ m; $B = 0,28$ m; élancement = 26) en supposant un comportement élastique linéaire pour le micropieu et un comportement élastoplastique pour le sol.

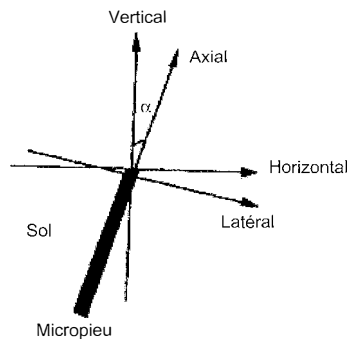


Figure 2.53. Conventions et notations pour l'inclinaison des micropieux.

L'étude a été conduite en étudiant la réponse des micropieux inclinés pour trois cas de chargement: un chargement axial, un chargement latéral et un chargement vertical présentant des composantes axiale et latérale par rapport au micropieu (Fig. 2.53). Cette étude a été effectuée pour une inclinaison α du micropieu allant de 0 à 20°.

La figure 2.54 illustre les résultats obtenus pour le micropieu incliné de 20°. Elle montre que l'évolution de la composante latérale du déplacement en fonction de la composante latérale de la force appliquée est identique pour le cas de chargement latéral et le cas de chargement vertical. Ceci signifie que la rigidité du micropieu par rapport à la composante latérale est peu affectée par la direction du chargement. Des résultats identiques ont été obtenus dans la direction axiale. Il ressort de cette étude que le comportement du micropieu dans chaque composante est indépendant de l'autre. Le couplage entre les composantes axiale et latérale du chargement peut donc être négligé. Ce résultat permet de justifier le calcul des micropieux inclinés avec découplage des deux composantes du chargement.

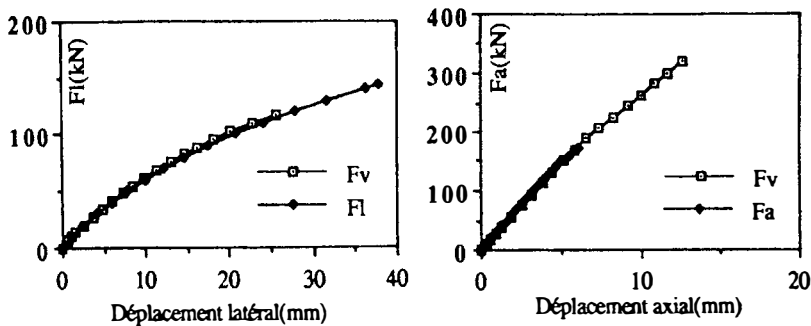


Figure 2.54. Chargement combiné sur un micropieu incliné de 20°.

Réponse dans la direction latérale;

Réponse dans la direction axiale;

Fv: cas du chargement vertical (combiné par rapport au pieu);

Fl: cas d'un chargement uniquement dans la direction latérale;

Fa: cas d'un chargement uniquement dans la direction axiale.

La figure 2.55 illustre les résultats obtenus pour les différentes inclinaisons lorsque le micropieu est soumis à un chargement latéral (Fig. 55a) ou axial (Fig. 55b). On constate que la rigidité du micropieu par rapport au chargement latéral croît avec l'inclinaison du micropieu alors que la rigidité axiale du micropieu est peu affectée par cette inclinaison. Ce résultat justifie l'intérêt d'incliner les micropieux pour la reprise d'efforts horizontaux.

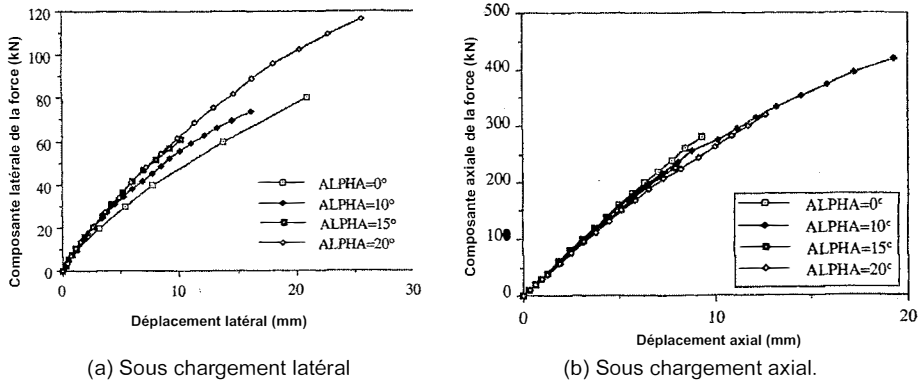


Figure 2.55. Influence de l'inclinaison du micropieu sur son comportement.

2.3.2. Influence de l'inclinaison du chargement pour un micropieu vertical

Shahrour et Meimon (1991) ont étudié l'influence de l'inclinaison du chargement sur un pieu vertical par une modélisation tridimensionnelle par éléments finis. Cette étude s'applique également aux micropieux. Les calculs ont été effectués en supposant un comportement élastoplastique pour le sol. Des calculs réalisés pour différentes inclinaisons de chargement ont montré que le comportement du pieu dans la direction latérale est indépendant de la composante axiale du chargement. Le comportement dans la direction axiale, dépend en revanche de la composante latérale du chargement. En effet, cette dernière tend à augmenter la rigidité du pieu dans la direction axiale. Cet effet favorable de l'inclinaison du chargement sur le comportement axial est en général négligé par sécurité dans les calculs où l'on découple les deux composantes. Ces résultats concernent principalement la rigidité de micropieux. En ce qui concerne la charge limite, on note généralement que l'inclinaison du chargement par rapport à l'axe du pieu induit une réduction de sa capacité portante dans les directions axiale et latérale. La charge limite peut être approchée par l'expression suivante (Meyerhof et Ghosh, 1989):

$$\left(\frac{Q_{\alpha a}}{Q_a}\right)^2 + \left(\frac{Q_{\alpha l}}{Q_l}\right)^2 = 1$$

Q_a et Q_l désignent les capacités portantes dans les directions axiale et latérale. $Q_{\alpha a}$ et $Q_{\alpha l}$ sont les composantes de la charge limite inclinée de l'angle α par rapport à l'axe du pieu.

Une modélisation en éléments finis du comportement 3-D d'un pieu sous charge inclinée a été réalisée par Boulon (2001, rapport FO/97/09) dans le cadre du projet national Forever avec le code d'éléments finis « PLAXIS ».

Le problème est schématisé sur la figure 2.56. L'angle α varie de 0° (chargement de compression pure) à 180° (charge d'arrachement pur), en passant par les valeurs de 30° , 60° , 90° (charge latérale pure), 120° et 150° . La géométrie est définie par: $D = 10$ m; $B = 0,6$ m; $H = 2D$ et $L = 2D$. Le sol est considéré comme élastoplastique. Deux séries de calcul ont été effectuées: l'une avec un pieu élastique linéaire (EL) et l'autre avec un pieu élastoplastique (MC). Dans tous les cas une interface cohérente et frottante, entre le pieu et le sol, a été considérée.

Les valeurs de M_{max} en fonction de N_{max} pour le pieu dans le sol sont reportées sur la figure 2.57, en fonction de l'inclinaison de la force. Ces diagrammes sont comparés aux diagrammes correspondants pour le pieu seul en béton et pour des pieux seuls en béton armé à 1 % et à 2 %.

On trouve que sous certaines sollicitations et en prenant en compte le comportement élastoplastique du pieu, le confinement par le sol a un effet bénéfique du même type que celui du ferrailage du béton armé du pieu.

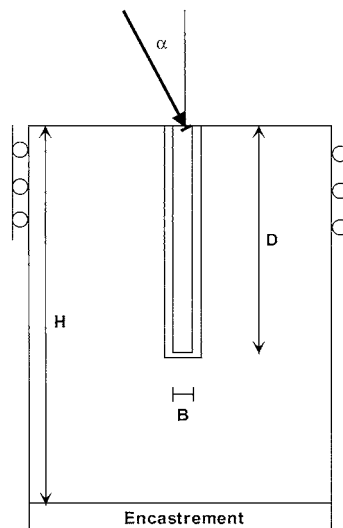


Figure 2.56. Géométrie considérée dans l'étude du pieu sous chargement incliné.

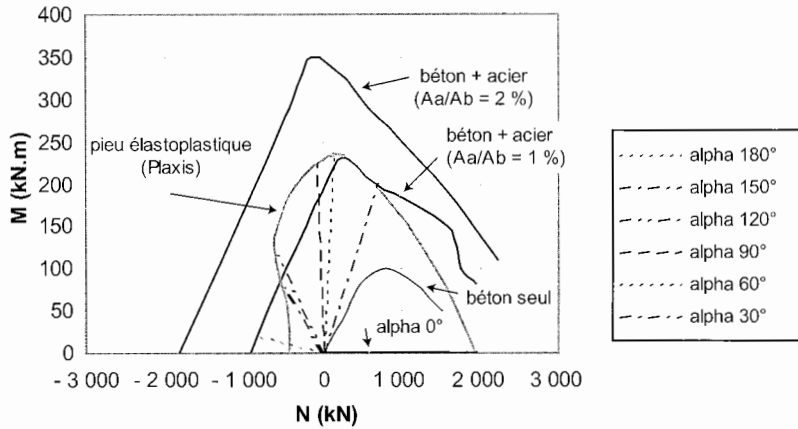


Figure 2.57. Résistance du système sol-pieu en fonction de l'orientation de la charge α et comparaison à la résistance de pieux seuls.

2.4. FLAMBEMENT

Dans le cadre du projet national Forever, le problème du flambement a fait l'objet de deux études menées dans le cadre de la thèse de Youssef (1994), au LCPC-Paris et au LCPC-Nantes. La première est une étude théorique (rapport FO/93/10) et la seconde une étude expérimentale (rapports FO/93/11 et FO/94/07).

L'étude théorique se compose d'une synthèse des connaissances, ainsi que de la mise au point de deux logiciels de calcul adaptés à divers aspects du problème du flambement. L'étude expérimentale concerne des essais de flambement à l'air libre et dans le sol sous gravitation terrestre et en centrifugeuse; les outils numériques développés ont été utilisés pour interpréter ces essais, ainsi que pour analyser certains cas réels.

Dans ce chapitre, on a complété ces études par l'analyse d'autres essais de flambement de micropieux trouvés dans la bibliographie. On fournit par ailleurs un rappel des méthodes de justification actuelles des micropieux vis-à-vis du flambement et des recommandations pour leur application.

2.4.1. Définitions et généralités

Pour les structures élancées, le flambement sous l'effet d'un effort axial de compression constitue un phénomène d'instabilité particulier. Euler a été le premier à expliquer ce phénomène: lorsqu'une tige mince rectiligne est soumise à une force verticale F inférieure à la force critique F_{cr} , une seule position d'équilibre stable existe: celle où la tige reste rectiligne. Lorsque F est égale à la charge critique,

toute déformée en demi-onde de sinusoïde est en équilibre (équilibre dit indifférent); lorsque F est supérieure à la charge critique, la position rectiligne est en équilibre instable (la rigidité n'est pas suffisante pour ramener la tige vers cette position d'équilibre si elle en est un tant soit peu écartée). Pour une poutre droite élancée à l'air libre, de longueur l , soumise à une force de compression, Euler a donné la valeur de la force critique de flambement F_{cr} (ou charge d'Euler):

$$F_{cr} = (\pi^2 E_p I_p) / L^2$$

où L est une longueur réduite qui dépend des conditions aux limites et de la longueur réelle de la poutre l :

- poutre dont les deux extrémités sont articulées: $L = l$;
- poutre dont les deux extrémités sont encastées: $L = l/2$;
- poutre encastée à l'une de ses extrémités et libre à l'autre: $L = 2 l$;
- poutre articulée à l'une de ses extrémités et encastée à l'autre: $L = 0,699 l$.

Pour les pieux fichés dans le sol, il est admis que le risque de flambement ne se pose pas pour les cas courants. Pour les micropieux, la question mérite d'être considérée si les micropieux traversent des sols de caractéristiques très médiocres.

2.4.2. Modélisation du flambement d'un micropieu dans un sol élastique sous chargement axial

Le rapport de Youssef *et al.* (1994, FO/93/10) comporte une étude bibliographique des différentes approches théoriques pour calculer la force critique de flambement pour des pieux ou micropieux dans un sol élastique, les deux principales étant celle du continuum élastique et celle du module de réaction (modèle de Winkler).

2.4.2.1. Méthode du module de réaction

La modélisation du sol proposée par Winkler consiste à assimiler le sol à un ensemble de ressorts élastiques infiniment rapprochés indépendants les uns des autres et de raideur constante k .

Les solutions de Mandel (1936) dérivent de cette méthode et sont souvent utilisées dans la pratique. Elles concernent un sol homogène, caractérisé par un coefficient de réaction unique k (ou module de réaction E_s en kPa), et un effort axial constant dans le pieu (pas de prise en compte du frottement latéral).

Le schéma de déformation critique est une succession de demi-ondes de sinusoïdes dont la longueur dépend de la longueur « libre » de la pièce comprimée étudiée, cette longueur variant autour d'une valeur la plus critique (partage le plus défavorable de la longueur totale en tronçons de longueurs égales).

Ces solutions ont été représentées par Mandel sur les courbes de la figure 2.58 pour différentes conditions aux limites de la structure : articulée, encastree, libre ou ayant une seule extrémité encastree.

COURBES $\lambda \varphi$, POUR DIFFÉRENTS TYPES DE LIAISONS.

| NUMÉRO de LA COURBE. | NATURE DES LIAISONS. | FORMULE APPROCHÉE POUR λ VOISIN DE 0. | FORMULE APPROCHÉE POUR λ ASSEZ GRAND. |
|----------------------|---|--|--|
| Courbe 1. | Tige dont les 2 extrémités ne peuvent sentir aucun déplacement transversal. | $\varphi = \frac{\pi^2}{4\lambda^2} + \frac{4\lambda^2}{\pi^2}$ | $\varphi = 2 + \left[\frac{\arccos(\cos 2\lambda)}{\lambda} \right]^2$ |
| Courbe 2. | Tige encastree aux 2 extrémités. | $\varphi = \frac{\pi^2}{\lambda^2} + \frac{3\lambda^2}{\pi^2}$ | $\varphi = 2 + \frac{\pi^2}{\lambda^2} \left(1 - \frac{ \sin 2\lambda }{\lambda} \right)^2$ |
| Courbe 3. | Tige libre..... | $\varphi = \frac{1}{3} \lambda^2.$ | $\varphi = 1 - \frac{4}{\sqrt{3}} \frac{ \sin \lambda \sqrt{3} }{e^\lambda}$ |
| Courbe 4. | Tige ayant une extrémité encastree, une extrémité libre. | $\varphi = \frac{\pi^2}{16\lambda^2} + \frac{16\lambda^2}{\pi^2} \left(3 - \frac{8}{\pi} \right)$ | $\varphi = 1 + \frac{4}{3} \frac{2 + \cos 2\lambda \sqrt{3}}{e^{2\lambda}}$ |

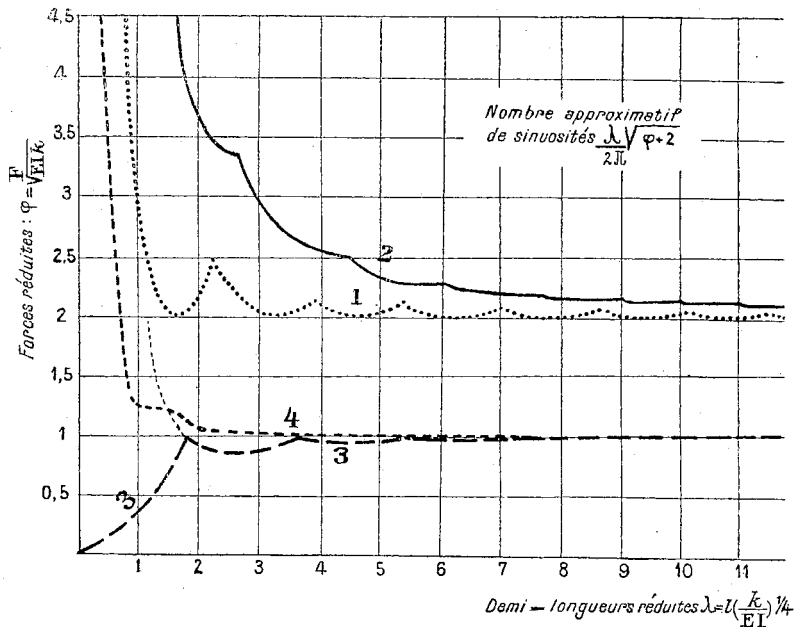


Figure 2.58. Solutions de Mandel pour le flambement des pieux.

On définit:

– la demi-longueur type $l_{fl} = (EI/k)^{1/4}$ (on utilise parfois la demi-onde critique: $l_{cr} = \pi \cdot l_{fl}$);

– la force type $F_{fl} = (EI/k)^{1/2}$;

puis deux paramètres adimensionnels:

– la longueur réduite $\lambda = l/l_{fl}$;

– la force réduite $\phi = F/F_{fl}$.

La figure 2.58 ci-avant fournit les valeurs de ϕ en fonction de λ , pour différentes conditions de liaison.

Dans le cas n° 1 par exemple, la longueur minimale pour laquelle la force réduite est minimale correspond à $\lambda = \pi/2$, soit $l = 2 \cdot \lambda \cdot (EI/k)^{0,25} = \pi \cdot (EI/k)^{1/4} = l_{cr}$.

La force critique de flambement est alors égale à $2 \cdot (EI/k)^{1/2}$.

Youssef *et al.* (1994, rapport FO/93/10) ont mis au point un programme de calcul de ces solutions de Mandel pour différentes conditions aux limites. Ce programme de calcul s'appelle FLAMANDEL. On a une très bonne concordance entre les solutions numériques de Flamandel et les résultats donnés par Mandel.

D'autres solutions analytiques pour la force critique de flambement ont été données par différents auteurs qui prennent en compte de nouveaux paramètres:

– cas d'un pieu partiellement fiché dans le sol: Souche (1984) a publié des abaques pour huit différentes conditions aux limites: deux conditions en pointe (articulée ou encastree) et quatre conditions en tête (libre, déplacement latéral possible sans rotation, articulée, encastree). L'abaque pour la pointe encastree et la tête libre est reproduit sur la figure 2.59;

– cas d'un module de réaction variant linéairement avec la profondeur: Davisson (1965);

– influence du frottement latéral: Reddy et Valsangkar (1970) ont montré que la prise en compte du frottement latéral peut augmenter considérablement la force critique de flambement, mais que l'effet dépend des conditions aux limites en tête (effet maximal si la tête est encastree).

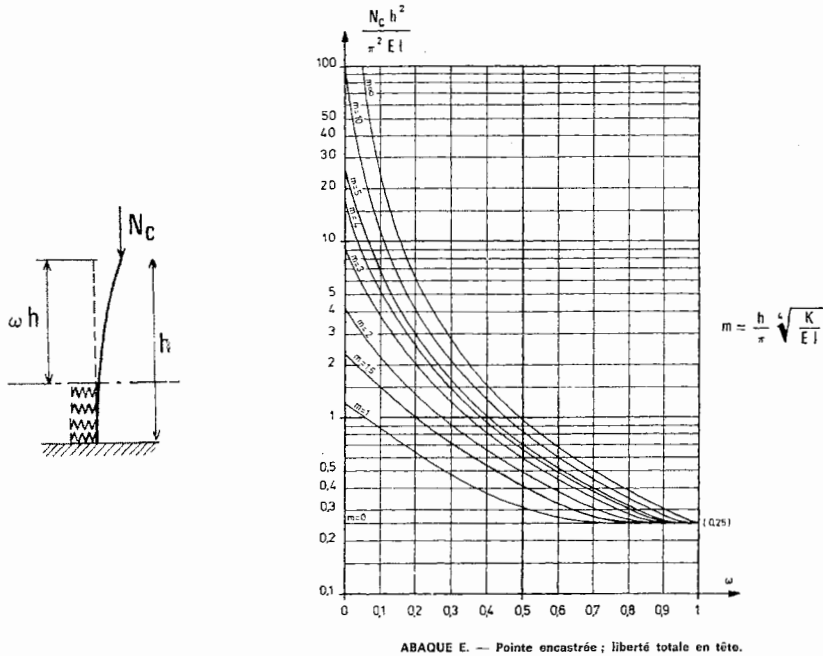


Figure 2.59. Exemple d'abaque proposé par Souche (1984).

Dans la pratique, les solutions de Mandel et les abaques de Souche qui les complètent sont largement utilisées, leur emploi étant facile et ne nécessitant la donnée que d'une seule valeur du module de réaction.

2.4.2.2. Méthode du continuum élastique

Cette méthode prend en compte la présence du sol autour du pieu en le considérant comme un milieu semi-infini, élastique linéaire, isotrope, caractérisé par les deux paramètres: module d'Young E et coefficient de poisson ν .

Les premiers travaux dans ce domaine sont dus à Boussinesq (1885).

En général, l'application de la théorie du continuum élastique pour résoudre le problème de l'interaction sol-fondation aboutit à des problèmes mathématiques complexes.

La comparaison entre les deux méthodes du continuum élastique et du module de réaction est illustrée par la figure 2.60 et montre de très faibles écarts. Les forces critiques de flambement calculées par les deux méthodes concordent pour des pieux rigides ($K_R = E_p I_p / EI^4 > 10^{-3}$) et divergent légèrement pour des pieux

souples ($K_R < 10^{-3}$) : dans ce cas, la théorie du module de réaction sous-estime la force critique de flambement.

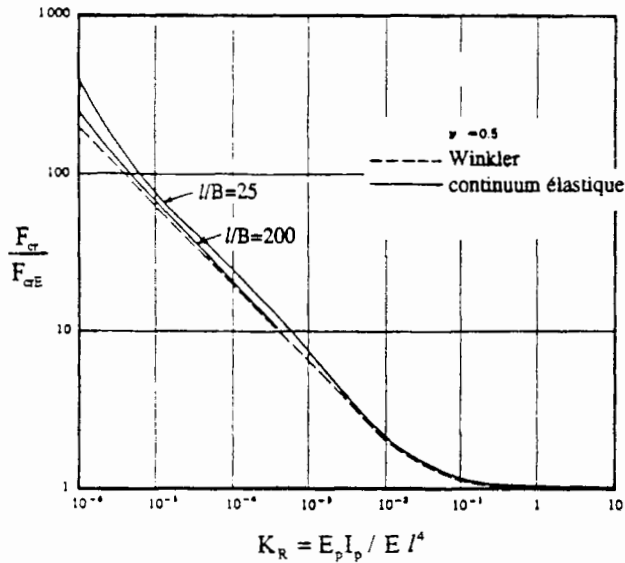


Figure 2.60. Comparaison entre les théories de Winkler et du continuum élastique.

Le programme GOUFLA présenté par Youssef *et al.* (1994, rapport FO/93/10) introduit des non-linéarités géométriques dans le programme de calcul GOUPIL-LCPC d'un groupe de pieux et permet de calculer la réponse de préflambement, ainsi que la charge de flambement d'un pieu chargé latéralement sous de très fortes charges axiales. Le sol peut être hétérogène (module variable avec la profondeur). Il est clairement montré l'influence de la charge verticale sur le comportement en flexion du pieu.

2.4.2.3. Prise en compte d'un défaut de forme initial

Les pièces réelles présentent des imperfections de forme; dans le cas des pièces comprimées, ces défauts se traduisent par des moments de flexion qui génèrent des courbures amplifiant les défauts; dans le cas des micropieux, les déplacements latéraux mobilisent une réaction d'appui contre le sol. La présente partie du texte transpose aux micropieux le concept utilisé dans les structures métalliques ou en béton, selon lequel on évalue la résistance ultime en tenant compte d'un défaut de forme et de ses conséquences sur les contraintes.

2.4.2.3.1. Notions de longueur critique et de force critique

Ces notions, exposées par ailleurs, sont rappelées ici car les formulations de base sont analogues, que la poutre bénéficie ou non d'un appui latéral continu élastique, que l'on prenne en compte ou non un défaut de forme initial. On ne reprend pas l'écriture des équations différentielles.

□ Poutre sur deux appuis simples, soumise à un chargement sinusoïdal

Une poutre de longueur l est soumise à une charge latérale $p = p_0 \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$.

Elle subit un moment de flexion qui s'exprime par $M = p_0 \cdot l^2 \cdot \pi^{-2} \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$.

La déformée est $y(x) = p_0 \cdot l^4 \cdot \sin(\pi \cdot x/l) / (\pi^4 \cdot EI)$.

On remarque la relation $y = M \cdot l^2 / (\pi^2 \cdot EI)$ ou $M = y \cdot \pi^2 \cdot EI / l^2$.

Une déformée sinusoïdale, associée à une charge de compression F , crée un moment de flexion lui-même sinusoïdal, et on a affaire à un état d'équilibre si le moment interne (associé à la variation de la courbure) est égal en tout point de la poutre au moment externe (moment résultant des forces extérieures).

Pour une poutre sans défaut géométrique initial, une déformée sinusoïdale $y = y_0 \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$ correspond à un moment interne $M_i = y_0 \cdot \sin(\pi x/l) \cdot \pi^2 \cdot EI / l^2$, et à un moment externe $M_e = F \cdot y_0 \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$. Si $y_0 = 0$ on constate l'égalité des moments interne et externe. La déformée est une déformée d'équilibre, quelle que soit la valeur de y_0 , pour $F = \pi^2 \cdot EI / l^2$. C'est la force critique; pour F plus petit, $M_i > M_e$, il n'y a pas équilibre, la poutre revient vers la droite qui correspond à une position d'équilibre stable; pour F plus grand, la poutre tend à s'écarter de la droite, ce qui traduit un équilibre instable.

Le comportement d'une poutre qui présente un défaut de forme sinusoïdal et qui est soumise à un effort normal F (compression simple si la poutre était parfaitement rectiligne), peut être schématisé par:

- défaut initial: $y = \delta_0 \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$;
- géométrie finale: $y = (\delta_0 + \delta_1) \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$;
- moment externe: $M_e = F \cdot (\delta_0 + \delta_1) \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$;
- moment interne: $M_i = \delta_1 \cdot \pi^2 \cdot EI \cdot \sin(\pi \cdot x/l) / l^2$.

L'équilibre correspond à l'égalité de M_i et M_e , ce qui permet de déterminer δ_1 , donc la géométrie, les efforts et les contraintes. C'est le principe de base de l'étude de la stabilité de forme d'un élément de structure.

On obtient: $\delta_1 = \delta_0 \cdot F / [\pi^2 \cdot EI / l^2 - F]$

et: $M = F \cdot \delta_0 \cdot \pi^2 \cdot EI / [\pi^2 \cdot EI - F \cdot l^2] \cdot \sin(\pi \cdot x / l)$

Le dénominateur de l'expression de δ_1 s'annule lorsque F est égale à la charge critique. La section la plus sollicitée est à mi-portée. La charge de compression n'est supportable que si cette section peut supporter l'effort de flexion composée, et si elle est plus petite que la charge critique.

Un défaut géométrique aléatoire n'a aucune raison d'être réparti de manière sinusoïdale; mais cette schématisation présente l'avantage considérable de simplifier l'écriture des équations, compte tenu du fait que le choix de la valeur de l'amplitude du défaut a beaucoup plus d'influence sur les résultats que la répartition le long de la poutre.

□ Poutre sur appui continu élastique

On suppose acquis le fait que la déformée d'une poutre de grande longueur est une sinusoïde. On isole un tronçon de longueur l (celle d'une demi-onde de sinusoïde). Aux extrémités de ce tronçon, s'exerce une force axiale F et une composante transversale (opposée à celle appliquée aux tronçons qui encadrent celui que l'on isole), le moment de flexion y est nul.

La déformée à l'équilibre s'exprime par $y = \delta \cdot \sin(\pi \cdot x / l)$.

La réaction transversale s'exprime par $p = E_s \cdot y = E_s \cdot \delta \cdot \sin(\pi \cdot x / l)$.

Le moment extérieur est $M_e = F \cdot y - E_s \cdot \delta \cdot l^2 \cdot \sin(\pi \cdot x / l) / \pi^2$

soit $M_e = \delta \cdot \sin(\pi \cdot x / l) \cdot [F - E_s \cdot l^2 / \pi^2]$.

Le moment intérieur est $M_i = \delta \cdot \pi^2 \cdot EI \cdot \sin(\pi \cdot x / l) / l^2$.

À l'équilibre: $M_i = M_e$:

- si $\delta = 0$, $M_i = 0$ et $M_e = 0$. Donc si la déformation latérale est nulle, il y a équilibre;

- si $\delta \neq 0$, F_0 est solution de $F_0 - E_s \cdot l^2 / \pi^2 = \pi^2 \cdot EI / l^2$

soit $F_0 = \pi^2 \cdot EI / l^2 + E_s \cdot l^2 / \pi^2$:

- pour $F < F_0$, $M_i > M_e$, rappel (équilibre stable),

- pour $F > F_0$, $M_i < M_e$, pas d'équilibre (la droite est une position d'équilibre instable),

- pour $F = F_0$, l'équilibre est indifférent.

La longueur l présente une valeur critique pour laquelle celle de F_0 est minimale :

$$\partial F_0 / \partial l = -2 \cdot \pi^2 \cdot EI / l^3 + 2 \cdot E_s \cdot l / \pi^2$$

$$\partial F_0 / \partial l = 0 \text{ pour } \pi^2 \cdot EI / l^3 = E_s \cdot l / \pi^2 .$$

D'où la longueur critique: $l_{cr} = \pi \cdot (EI/E_s)^{0,25}$

$$F_0 \text{ prend alors la valeur critique: } F_{cr} = 2\sqrt{EI \cdot E_s} .$$

2.4.2.3.2. Prise en compte d'un défaut de forme

On envisage un défaut de forme sinusoïdal :

$$y_0 = \delta_0 \cdot \sin(\pi \cdot x / l) \text{ pour } \delta_0 = \beta \cdot l$$

À l'équilibre :

$$y = (\delta_0 + \delta_1) \cdot \sin(\pi \cdot x / l) = (\beta \cdot l + \delta_1) \cdot \sin(\pi \cdot x / l)$$

$$M_e = F \cdot (\beta \cdot l + \delta_1) \cdot \sin(\pi \cdot x / l) - E_s \cdot \delta_1 \cdot l^2 \cdot \sin(\pi \cdot x / l) / \pi^2$$

$$M_i = \delta_1 \cdot \pi^2 \cdot EI / l^2 \cdot \sin(\pi \cdot x / l)$$

d'où l'on tire :

$$\delta_1 = \frac{F \cdot \beta \cdot l}{\frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2} + \frac{E_s \cdot l^2}{\pi^2} - F}$$

$$\text{soit: } M_i(l/2) = \delta_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2} = \frac{F \cdot \beta \cdot l \cdot \pi^4 \cdot EI}{\pi^4 \cdot EI + E_s \cdot l^4 - F \cdot \pi^2 \cdot l^2} .$$

F étant donnée, la longueur l étant un paramètre aléatoire, il convient de chercher la valeur de l qui conduit à la plus grande valeur du moment :

$$\frac{\partial M_i(l/2)}{\partial l} = 0 \Leftrightarrow \pi^4 \cdot EI + E_s \cdot l^4 - F \cdot \pi^2 \cdot l^2 = l \cdot (4 \cdot E_s \cdot l^3 - 2 \cdot \pi^2 \cdot F \cdot l)$$

$$\text{soit: } l^2 = \pi^2 \cdot \frac{F + \sqrt{F^2 + 12 \cdot E_s \cdot EI}}{6 \cdot E_s}$$

On appellera l_{def} cette valeur la plus défavorable. Il est important de constater qu'elle n'est pas confondue avec la longueur critique l_{cr} , sauf si l'on attribue à F la valeur F_{cr} .

On peut comparer l_{def} et l_{cr} :

$$F < F_{cr} = 2\sqrt{EI \cdot E_s}$$

$$\Rightarrow l_{def}^2 < \pi^2 \cdot \frac{2 \cdot \sqrt{EI \cdot E_s} + \sqrt{4 \cdot EI \cdot E_s + 12 \cdot EI \cdot E_s}}{6 \cdot E_s} = \pi^2 \cdot \frac{\sqrt{EI}}{\sqrt{E_s}} = l_{cr}^2$$

Ainsi, pour une force axiale donnée, la longueur de demi-onde de sinusoïde du défaut de forme la plus défavorable est plus petite que la longueur critique.

On peut donc, à la main, sans difficulté particulière, pour une valeur de F , déterminer la valeur de l_{def} puis celle du moment maximal, donc la contrainte maximale subie par le micropieu, et en tâtonnant sur F déterminer la charge maximale supportable. C'est évidemment plus rapide en utilisant un tableur ou un programme de calcul automatique.

On peut de cette manière effectuer une application numérique pour se faire une idée de la différence entre l'approche usuelle du problème de la stabilité de forme (référence à la charge critique) et l'application des concepts utilisés depuis plusieurs décennies pour les structures (qu'il s'agisse de charpente métallique ou de béton armé, on prend en compte une imperfection géométrique).

Soit un micropieu armé au moyen d'une barre de diamètre 50 mm, de limite élastique 500 MPa, la charge ultime supportable étant par convention celle qui conduit à une contrainte de 450 MPa. On fait varier le module pressiométrique entre 1 et 10 MPa, le coefficient rhéologique α étant pris égal à 0,5 et le coefficient β à 1/250:

| E_M (MPa) | l_{cr} (m) | F_{cr} (MN) | l_{def} (m) | Q_{ult} (MN) | F_{cr}/Q_{ult} |
|-------------|--------------|---------------|---------------|----------------|------------------|
| 1 | 1,2771 | 0,743 | 1,145 | 0,434 | 1,71 |
| 1,5 | 1,1540 | 0,909 | 1,019 | 0,482 | 1,89 |
| 3 | 0,9704 | 1,286 | 0,834 | 0,556 | 2,31 |
| 6 | 0,8160 | 1,819 | 0,684 | 0,618 | 2,94 |
| 10 | 0,7181 | 2,348 | 0,591 | 0,654 | 3,59 |

On constate immédiatement qu'il n'y a pas équivalence entre l'application d'un coefficient de sécurité sur la valeur de la charge critique et le critère de contrainte avec défaut de forme.

On peut aussi s'interroger sur la valeur qu'il convient d'attribuer à β , qui caractérise l'importance du défaut de forme pris en compte. À titre indicatif, on présente

dans le tableau suivant, pour le micropieu envisagé ci-dessus, la valeur de la charge ultime en faisant varier E_M et β .

Tableau 2.17. Valeur de la charge ultime en fonction de E_M et de β .

| E_M (MPa) | Q_{ult} (MN) | | | |
|-------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | $\beta = 1/500$ | $\beta = 1/250$ | $\beta = 1/150$ | $\beta = 1/100$ |
| 1 | 0,519 | 0,434 | 0,346 | 0,307 |
| 1,5 | 0,577 | 0,482 | 0,404 | 0,340 |
| 3 | 0,660 | 0,556 | 0,469 | 0,397 |
| 6 | 0,717 | 0,618 | 0,528 | 0,451 |
| 10 | 0,746 | 0,654 | 0,567 | 0,490 |

Le choix de β n'est pas à considérer isolément: la sécurité est à répartir entre lui et le coefficient partiel qu'il convient d'appliquer à E_M .

2.4.3. Essais de flambement de micropieux sous charges axiales et confrontation à la théorie

2.4.3.1. Essais à l'air libre et en centrifugeuse

Ces essais sont décrits dans le rapport de Youssef. *et al.* (1994, FO/93/11). On dispose de résultats de 40 essais de chargement verticaux à l'air libre, de 50 essais dans des massifs de sol reconstitués (sable de Fontainebleau et argile de Speswhite) sous gravitation terrestre et en centrifugeuse à 50 g.

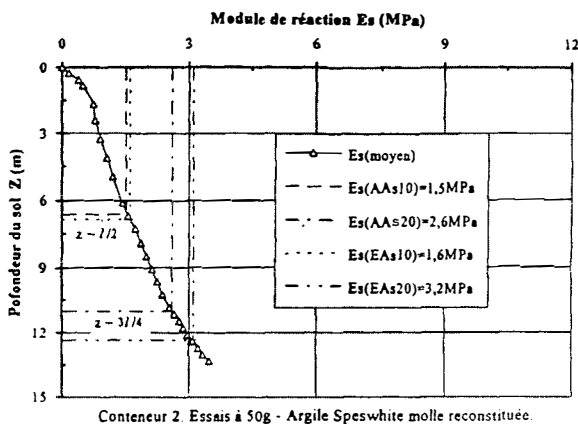
Les essais en centrifugeuse ont été réalisés dans 4 conteneurs différents. Les micropieux sont des barrettes en aluminium de 1 cm ou 2 cm de largeur, de 2 mm d'épaisseur et de 30 cm de longueur reposant sur un substratum rigide (pointe appuyée, articulée ou encadrée). On fait également varier les conditions en tête: celle-ci est soit articulée, soit encadrée. Les sols ont un module croissant linéairement avec la profondeur. Les prototypes à 50 g sont donc des éléments de 1 m et de 0,50 m de diamètre pour 15 m de longueur, ce qui correspond plus à des pieux qu'à des micropieux au sens strict.

Pour des pieux de 0,50 m de diamètre (élancement $l/B = 30$), il a été obtenu une rupture par flambement pour des charges voisines de 4000 kN dans l'argile de Speswhite et de 10000 kN, dans le sable de Fontainebleau pour des pieux encadrés en tête et simplement appuyés en pointe. L'observation des déformées des pieux montre que ceux-ci ont flambé en partie supérieure entre 1/3 et 1/2 de leur longueur pour le sable de Fontainebleau et entre 1/2 à 2/3 de leur longueur pour l'argile.

Pour les essais en centrifugeuse, la comparaison entre les résultats expérimentaux et la valeur calculée par Flamandel de la force critique de flambement dépend beaucoup de la valeur unique retenue pour le module de réaction, mais le rapport F_{cr} calculée/ F_{cr} expérimentale peut atteindre une valeur maximale de 3 pour le sable et de 2,5 pour l'argile, selon la plage de variation du module de réaction.

Le programme Flamandel est utilisé pour calculer, à rebours, la valeur du module de réaction E_s permettant de retrouver la charge de flambement observée.

La figure 2.61 indique, dans le cas des essais à 50 g sur l'argile de Speswhite et pour les différentes conditions aux limites, les valeurs du module de réaction ainsi obtenues et reportées sur le profil moyen estimé (E_s moyen). On voit qu'une valeur moyenne du module de réaction, correspondant à une profondeur comprise entre $l/3$ et $l/2$ de la longueur du pieu, permet d'obtenir une bonne concordance avec les mesures, pour les différentes conditions aux limites.



AA_S: pieu articulé en tête et simplement appuyé en pointe;
 EA_S: pieu encastré en tête et simplement appuyé en pointe;
 « 10 »: B (prototype) = 0,5 m.

Figure 2.61. Valeurs du module de réaction déduites de l'analyse à rebours et reportées sur un profil moyen du module de réaction du conteneur 2 (valeurs prototypes).

Pour le sable de Fontainebleau, Youssef *et al.* (1994, rapport FO/93/11) montrent dans le cas des essais à 50 g, que les valeurs de module de réaction correspondent à une profondeur de $l/6$.

L'auteur en déduit une recommandation pour le calcul de la force critique de flambement d'un pieu à partir des solutions de Mandel: il est possible de la calculer avec une valeur unique du module de réaction, celle-ci devant être déterminée à une profondeur maximale de $3,5 l_0$ à $4 l_0$ pour un sable moyennement dense, et $4,5 l_0$ à $6 l_0$ pour une argile molle (l_0 est la longueur de transfert: $l_0 = (4E_p I_p / E_s)^{1/4}$).

Il faut signaler que la longueur de transfert étant calculée à partir du module de réaction k , le calcul de la force critique de flambement devra être le résultat d'une démarche itérative.

2.4.3.2. Essais en vraie grandeur

□ Essais du viaduc d'Arbre

Dans le rapport de Youssef *et al.* (1995, FO 94/07), un essai de flambement d'un micropieu en vraie grandeur a été analysé. Cet essai a été réalisé par le LCPC pour le chantier TGV du viaduc d'Arbre en Belgique.

Ce micropieu est schématisé sur la figure 2.62. Il s'agit d'un micropieu de 23,50 m de long, foré en 180 mm et injecté sous haute pression (IRS). Son armature est constituée d'un tube 114/85 mm de nuance N80 (charge élastique de l'acier = 3600 kN).

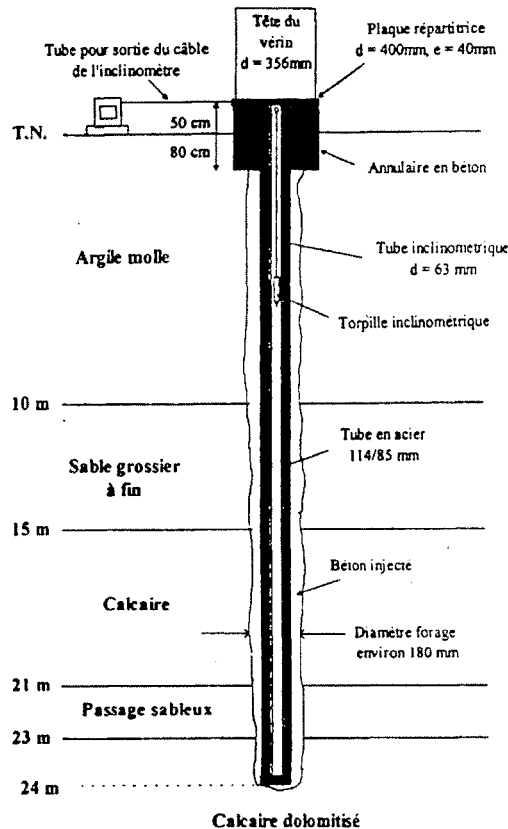


Figure 2.62. Coupe longitudinale du micropieu de la pile P26 du viaduc d'Arbre.

Le sol est constitué de 10 m d'argile molle surmontant du sable grossier et du calcaire.

Pour les calculs prévisionnels avec GOUFLA, différents cas de répartition de la réaction du sol ont été étudiés, mais ils n'ont pas une grande influence: la charge critique de flambement F_{cr} est toujours située aux alentours de 3700 kN.

La charge de rupture, lors de l'essai, a lieu pour 2750 kN. Il semble qu'elle soit essentiellement due à la plastification d'un manchon situé à 16 mètres de profondeur. Les déformations mesurées correspondent à un phénomène de flexion plutôt qu'à du flambement. Ceci est probablement dû à la déformée initiale du micropieu lors de l'exécution et à une excentricité non souhaitée de la charge appliquée. Cela illustre bien l'effet que peuvent avoir les défauts de forme sur la résistance réelle de structures élancées en compression.

□ Essais de flambement de pieux aiguilles dans des sols reconstitués (Gouvenot, 1975)

Ces essais de flambement de micropieux (pieux aiguilles) ont été réalisés d'abord à l'air libre, puis dans des sols reconstitués: deux essais dans un sol très mou (tourbe) et un essai dans un sol légèrement plus raide (argile molle).

Les micropieux ont une longueur de 4 m, un diamètre de 60 mm (élancement de 66,7) et sont constitués d'une armature de 20 mm enrobée de coulis de ciment. Les caractéristiques EI des micropieux sont calculées en additionnant l'apport du coulis et celui de l'acier (EI coulis = 4. EI acier).

À l'air libre, la charge critique d'Euler calculée en tenant compte de l'acier et du coulis est de 5 kN, et de 1 kN en ne tenant compte que de l'acier. La charge critique expérimentale est de 7 kN, ce qui tend à prouver que le coulis intervient dans la résistance au flambement.

La force critique de flambement des micropieux dans le sol a été calculée par les abaques de Mandel en retenant des valeurs des modules de réaction du sol déterminées par la méthode de Ménard.

Les essais ont fourni les résultats suivants :

| | Raideur du sol | F_c théorique (acier + coulis) | F_c théorique (acier seul) | F_c expérimentale |
|--------|----------------|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| Tourbe | 0,6 MPa/m | $3,4 \cdot 10^4$ N | $1,8 \cdot 10^4$ N | $1,5 \text{ à } 2 \cdot 10^4$ N |
| Argile | 1,5 MPa/m | $5,6 \cdot 10^4$ N | $4 \cdot 10^4$ N | $4 \cdot 10^4$ N |

Un autre essai a été réalisé avec un micropieu en coulis non armé. La force critique de flambement théorique était peu différente de celle du micropieu armé,

pourtant la rupture a eu lieu pour une valeur 5 fois plus faible, sans doute par un phénomène de flexion dû à un mauvais centrage.

En conclusion, la théorie de Mandel donne des valeurs des forces de flambement que l'expérience permet de vérifier avec une approximation de 50 % dans le cas de sols très médiocres. On peut remarquer que si l'on détermine la force de flambement en négligeant le coulis, les résultats des essais vérifient la théorie de Mandel avec une meilleure approximation.

□ *Essais de flambement de micropieux au CEBTP (Raniriharison, 1987)*

Deux essais ont été réalisés en vraie grandeur sur des micropieux forés (à la tarière à main de 130 mm) dans une grande cuve de 6,40 m de diamètre et de 10 m de profondeur dans du sable de Fontainebleau.

Le sable avait un module pressiométrique moyen de 4 MPa.

Les armatures ont été scellées gravitairement au coulis de ciment au moyen d'un tube plongeur.

Le premier micropieu avait une longueur de 8,03 m (élancement 61,5) et était équipé d'une barre Dywidag ϕ 36 mm.

Le deuxième micropieu avait une longueur de 8,00 m (élancement 61,5) et était équipé d'un tube pétrolier 90/71 mm, de limite élastique minimum 440 MPa et de limite de rupture 620 MPa.

Ces micropieux ont été équipés de jauges de déformation.

L'essai de flambement du premier micropieu montre une rupture vers 300 kN. Les mesures le long du pieu permettent, en prenant un module de coulis de 7000 MPa, de déterminer un effort en pied de 200 kN (frottement moyen de 27 kPa).

L'essai du deuxième micropieu a été interrompu vers 1000 kN sans aucun signe de rupture, avec un frottement mesuré voisin de 30 kPa. Un deuxième chargement a donné une rupture vers 1000 kN avec des déplacements horizontaux atteignant 2,5 mm.

La force critique de flambement des micropieux a été calculée par les abaques de Mandel en retenant des valeurs des modules de réaction du sol déterminées par la méthode pressiométrique et confirmées par les résultats d'autres essais sur le site.

Le coulis n'a pas été pris en compte dans l'évaluation du facteur *EI*.

Les valeurs des charges critiques de flambement calculées pour les micropieux (supposés libres en tête) sont :

| | | Raideur du sol | F_c théorique (acier seul) | F_c expérimentale |
|-------|--------------------------|----------------|---------------------------------|---------------------|
| N° 38 | Sable lâche $I_D = 37\%$ | 60 MPa/m | 340 kN | 300 kN |
| N° 39 | Sable lâche $I_D = 37\%$ | 60 MPa/m | 1690 kN | 1000 kN |

On constate que les résultats des essais de flambement sont quelque peu inférieurs aux charges critiques de flambement calculées et ce, même si on minimise celles-ci en négligeant le coulis de ciment. Les conditions d'appui du chargement ont pu jouer un rôle dans ces résultats.

2.4.4. Méthodes de justification de la stabilité de forme de micropieux sous chargement axial

2.4.4.1. Règlements existants

Les règlements de fondation français actuels recommandent la méthode des abaques de Mandel:

- *Fascicule 62-Titre V*. Il est demandé (Annexe C6, Article 5.3.2.) de justifier systématiquement les micropieux vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en calculant la force critique de flambement d'Euler F^* en tenant compte de l'interaction avec le sol, les modules de réaction à utiliser étant ceux fournis dans ce document pour les charges de longue durée.

Aucun coefficient de sécurité particulier n'est indiqué pour cette justification.

- *DTU 13-2*. Une mention précise, pour chaque type de micropieu, que « dans les sols mous, ce type de micropieu doit être vérifié au flambement ».

Dans le domaine des structures, l'étude de la stabilité de forme n'est plus conduite en référence à la seule charge critique d'Euler (ou son équivalent Mandel).

Les règles CM66 se réfèrent à la « méthode Dutheil », qui prend en compte une imperfection de forme initiale de type sinusoïdal et en déduit une amplification de contraintes accompagnant l'application d'un effort normal. Sous une charge pondérée, on ne doit pas dépasser la limite élastique de l'acier, compte tenu des conséquences de l'imperfection géométrique.

Par analogie avec les pièces en béton armé, on peut envisager l'approche suivante pour les micropieux:

- défaut géométrique de type sinusoïdal (en référence à la longueur de flambement appréciée au travers d'un schéma élastique);
- étude de la seule section la plus sollicitée en flexion, en admettant que la déformée à l'équilibre reste une sinusoïde;
- justification de résistance sous charges pondérées.

2.4.4.2. Exemples de calcul d'après Mandel dans les cas courants de chantier

On reprend les types courants d'armatures de micropieux du § 2.2.5, à savoir: une barre de diamètre 50 mm, et un tube type pétrolier 109/127 mm.

On supposera un sol homogène, de module pressiométrique $E_M = 3$ MPa (sol médiocre).

D'après les abaques de Mandel, la valeur minimale de la force critique de flambement est atteinte à partir d'une longueur de 3,14 à 5 l_{fl} et elle est égale à 1 ou 2 F_{fl} .

Il est alors utile de calculer la longueur type et la force type:

$$l_{fl} = (E_p I_p / E_s)^{1/4} \quad \text{où } E_s \text{ est le module de réaction en MPa;}$$

$$F_{fl} = (E_p I_p / E_s)^{1/2}$$

On calcule également T_{lim} , l'effort de compression correspondant à la limite élastique de l'acier (500 MPa pour la barre et 550 MPa pour le tube).

$$l_0(\text{longueur de transfert}) = (4E_p I_p / E_s)^{1/4} = \sqrt{2} l_{fl}$$

| Type d'armature | ϕ (mm) | B_{forage} (mm) | S (mm ²) | E_p (MPa) | I_p (mm ⁴) | E_M (MPa) | α | E_s (MPa) | l_{fl} (m) | F_{fl} (MN) | T_{lim} (MN) |
|-----------------|-------------|-------------------|----------------------|-------------------|--------------------------|-------------|----------|-------------|--------------|---------------|----------------|
| Barre | 50 | 100 | 1963 | 2.10 ⁵ | 3,07.10 ⁵ | 3 | 0,5 | 5,58 | 0,32 | 0,34 | 0,98 |
| Tube pétrolier | 109/127 | 170 | 3336 | 2.10 ⁵ | 5,84.10 ⁶ | 3 | 0,5 | 5,58 | 0,67 | 2,55 | 1,84 |

On constate que, pour ces deux types de micropieux, on atteint théoriquement la valeur minimale de la force critique de flambement à partir de 1 à 2 m de longueur. Cependant, pour les tubes et dans ce type de sol médiocre, on voit que, quelle que soit leur longueur, le problème du flambement ne semble pas se poser, car la force critique de flambement est supérieure à la force de compression correspondant à la limite élastique de l'acier.

Ces calculs sont toutefois indépendants des défauts de forme initiaux des micropieux qui doivent également être pris en compte.

2.4.5. Recommandations

Dans le cas de micropieux traversant des sols de mauvaises caractéristiques et fortement chargés, on devra procéder à leur justification vis-à-vis du flambement.

La théorie du flambement eulérien et son application par les abaques de Mandel, d'utilisation simple, ne paraît pas assurer une sécurité suffisante vis-à-vis des défauts de forme initiaux dont l'effet se rajoute au flambement eulérien. La justification pourrait alors être abordée, en respectant le principe des approches courantes des structures en élasticité et en tenant compte d'un défaut de forme, de la façon suivante (voir § 2.4.2.3):

- le micropieu reste dans le domaine de l'élasticité linéaire, aussi bien pour le sol que pour les matériaux constitutifs du micropieu;
- la rigidité d'appui latéral peut être déterminée par la théorie pressiométrique (calcul du module de réaction selon le Fascicule 62-titre V); la valeur de calcul du module pressiométrique est prise égale à 0,8 fois sa valeur caractéristique;
- le défaut géométrique initial peut être fixé à $l_{def}/250$;
- lorsque le module du sol varie en augmentant progressivement avec la profondeur, on peut se référer à sa valeur rencontrée au voisinage de la profondeur $2 l_{def}$ (en pratique, l_{def} dépend de ce module et une itération est nécessaire);
- la largeur d'appui est prise égale au diamètre de forage (sauf justification de prise en compte d'un diamètre plus important, par exemple dans le cas de micropieux auto-foreurs); *nota*: la théorie pressiométrique fournit un module indépendant du diamètre s'il est inférieur à 0,6 m, mais la réaction mobilisée en ELU de stabilité de forme dépend de la largeur d'appui;
- l'inertie de la section transversale est évaluée avec la seule armature en acier (sans le coulis), et les effets de la corrosion pris en compte (section réduite); on peut y ajouter toutefois le coulis intérieur d'une armature tubulaire;
- les charges sont à pondérer conformément aux Eurocodes structuraux;
- on détermine les efforts et contraintes à l'équilibre;
- on vérifie alors que l'on ne dépasse pas 0,9 fois la limite élastique;
- on vérifie également que l'appui latéral ne mobilise pas plus que la pression de fluage du sol (dont la valeur de calcul est prise égale à 0,8 fois la valeur caractéristique).

Lorsque le micropieu ne bénéficie d'aucun appui latéral fiable sur une certaine hauteur en partie supérieure (à cause d'affouillements, de matériaux évolutifs ou inconsistants, etc.), on se réfère aux travaux de Souche; on évalue une longueur de flambement libre équivalente; on justifie la stabilité de forme en état limite ultime en appliquant les règles de charpente métallique.

De manière générale, on préférera l'usage de tubes à celui de barres pour constituer les armatures pour des micropieux chargés en compression et traversant une grande épaisseur de sols de faibles caractéristiques.

2.5. COMPORTEMENT SOUS CHARGE CYCLIQUE

2.5.1. Généralités

Le comportement de micropieux soumis à un chargement cyclique a fait l'objet de recherches, dans le cadre du projet national Forever, au Cermes et à l'université de Canterbury (Christchurch, Nouvelle-Zélande). Ce point est abordé ici de manière générale dans la mesure où le projeteur manque singulièrement de références en la matière lorsqu'il est confronté à ce problème (le DTU 13.2 n'en parle pas, le titre V du fascicule 62 du CCTG limite son propos à une mise en garde lorsque les sollicitations cycliques sont alternées, tandis que le RP2A-LRFD de l'API ne propose pas d'indication quantitative).

Les chargements cycliques sur les micropieux affectent généralement leur comportement, comme il en est d'ailleurs pour tous les types de fondations. Ils peuvent conduire à des phénomènes de fatigue.

On pratique usuellement une distinction entre :

- les chargements cycliques axiaux et les chargements cycliques transversaux ;
- les chargements dynamiques ou sismiques (pour lesquels les forces d'inerties ont une importance) et les chargements quasi statiques (pour lesquels les effets inertiels sont négligeables).
- les chargements alternés (aussi appelés *two ways*) et les chargements non alternés (aussi appelés *one way*) ;
- les chargements susceptibles de conduire à la rupture après un petit nombre de cycles et ceux susceptibles de conduire à la rupture après un grand nombre de cycles.

2.5.1.1. Chargements transversaux

Les micropieux ont généralement une inertie trop faible pour que les projeteurs considèrent qu'ils puissent supporter des charges autres qu'axiales. Ils sont toutefois susceptibles de supporter des chargements parasites transversaux en tête. Ainsi, dans le cas de plusieurs micropieux inclinés dans des directions différentes supportant un massif en béton, une charge verticale est décomposée selon les directions et rigidités axiales des micropieux, mais leur mise en charge correspond à un déplacement vertical du massif, donc une composante transversale de déplacement en tête de chaque micropieu incliné.

Si le chargement transversal d'un micropieu est de nature cyclique, il est susceptible de provoquer une « ovalisation » en refoulant le sol de part et d'autre du micropieu. Une attitude raisonnable peut alors être d'apprécier, par une approche simple d'interaction locale de butée « élastoplastique », la hauteur sur laquelle

les charges transversales cycliques parasites sont susceptibles de provoquer une ovalisation (pression latérale limitée par exemple à la pression de fluage du sol), et de considérer que, sur cette hauteur, la résistance en frottement latéral est à terme compromise.

Le cas de chargements cycliques transversaux appliqués aux micropieux, autres que parasites, n'est pas abordé ici.

2.5.1.2. Chargements cycliques axiaux sous sollicitations sismiques

Les micropieux chargés statiquement et soumis par ailleurs à des sollicitations sismiques sont traités dans le chapitre 5.

Le cas des micropieux chargés cycliquement est encore plus complexe. On l'illustre ici avec l'exemple de l'influence de sollicitations sismiques sur la résistance en traction cyclique axiale d'un micropieu isolé.

L'extrême complexité des phénomènes est montrée par la figure 2.63, tirée de la recherche réalisée à l'université de Canterbury (Nouvelle-Zélande) dans le cadre du projet national Forever (Chambers, 2000, rapport FO/98-99/03). Elle est relative à un micropieu installé dans une boîte à structure horizontale lamellaire, construite dans le cadre du projet national Forever, remplie de sable et reposant sur une table vibrante.

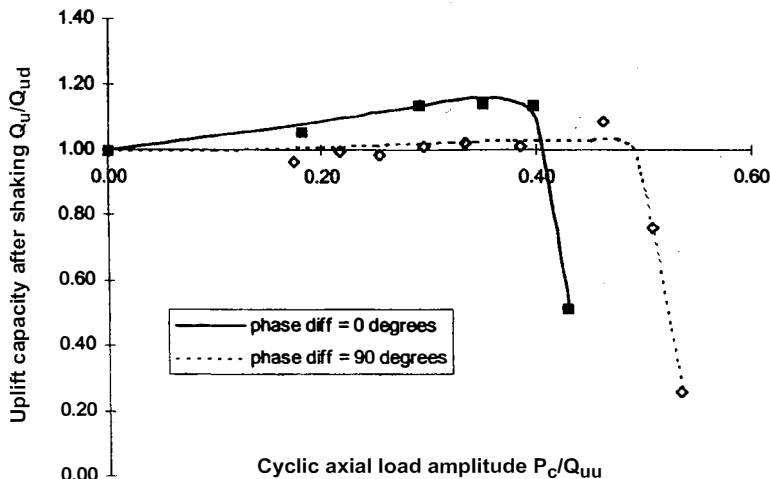


Figure 2.63. Charge limite en traction normalisée par la charge limite en traction après accélérations seules en fonction de la charge cyclique normalisée par la charge limite en traction durant les accélérations.

On applique simultanément un effort axial cyclique en tête du micropieu et des accélérations horizontales à la base de la boîte. En abscisse sur la figure, sont reportées les valeurs du rapport entre l'amplitude de la charge cyclique appliquée ($\pm P_c$) au cours des accélérations horizontales et la charge limite statique en traction du micropieu sous ces mêmes accélérations (Q_{uu}). En ordonnée sont reportées les valeurs du rapport entre la charge limite en traction (Q_u) mesurée après application simultanée des accélérations horizontales et de la charge axiale cyclique, et la charge limite en traction (Q_{ud}) mesurée après application des accélérations horizontales, mais sans charge axiale cyclique. La courbe en trait plein correspond à une charge axiale maximale et un déplacement de sol en phase, alors que le trait en pointillés correspond à un décalage de phase de 90° .

On constate que la charge limite normalisée en traction après accélérations augmente légèrement et régulièrement en fonction de l'amplitude axiale normalisée, puis diminue brutalement lorsque la charge cyclique atteint environ 40 % de la charge limite statique sous accélérations.

2.5.1.3. Chargements alternés ou non

On considère usuellement que des chargements alternés (changement de signe de l'effort axial au cours de chaque cycle) sont plus agressifs et propres à entraîner une chute de résistance d'un micropieu que des chargements non alternés. On verra en 2.5.2.2. que le frottement latéral peut être mobilisé de manière alternée le long d'une partie d'un micropieu soumis à un chargement qui ne l'est pas, et en 2.5.3 que les résultats des essais ne confirment pas l'intérêt de faire une distinction entre les chargements alternés et non alternés.

2.5.1.4. Nombre de cycles conduisant à la rupture

On distingue usuellement trois domaines de chargements cycliques :

- celui des chargements conduisant à la rupture après un petit nombre de cycles (typiquement 10 à 10^2); cela correspond généralement à des situations à caractère accidentel;
- celui des chargements conduisant à la rupture après un grand nombre de cycles (typiquement 10^6); il s'agit de la fatigue en conditions de service;
- celui des chargements ne conduisant pas à la rupture, quel que soit le nombre de cycles.

En fait, il y a continuité entre ces domaines, comme c'est toujours le cas lorsqu'on considère des phénomènes de fatigue.

Lorsqu'on envisage, pour une application particulière, des micropieux destinés à ne supporter qu'un petit nombre de cycles, *a priori* très agressifs, il est générale-

ment possible de soumettre au préalable des micropieux d'essai à de tels cycles, et de justifier la résistance des micropieux de l'ouvrage par référence à ces essais. On n'abordera ici que les sollicitations cycliques de service avec un grand nombre de cycles, sans perdre de vue que les histogrammes du nombre de cycles en fonction de l'amplitude caractérisant les actions ne sont en général pas connus...

2.5.2. Mécanismes en jeu

2.5.2.1. Comportement local d'interface

Sur le plan expérimental, ce sujet a été notamment étudié par le laboratoire 3S à Grenoble qui a confirmé que le comportement dilatant ou contractant de l'interface conditionne directement le frottement latéral limite (Boulon, 1991). Des procédures d'essai, dites « à rigidité contrôlée », ont été mises au point, permettant de simuler l'effet de la rigidité du sol environnant sur la valeur de la contrainte normale à l'interface, en fonction des variations volumiques de l'interface soumis à des distorsions de cisaillement. Les valeurs généralement élevées du frottement latéral limite mesuré lors d'essais monotones résultent d'un comportement dilatant de l'interface sollicité en cisaillement (phénomène dit de la « dilatance empêchée », identifié depuis longtemps pour expliquer l'angle de frottement apparent très élevé mesuré à faible profondeur dans le procédé « Terre Armée ») (Schlosser et Elias, 1978).

L'application, dans ces conditions expérimentales de « rigidité contrôlée », de cisaillements cycliques, conduit généralement à une diminution du frottement latéral limite et de la résistance limite en traction du micropieu. L'explication réside dans le fait que ces sollicitations cycliques engendrent des réarrangements de grains dans le volume de l'interface (zone d'épaisseur de l'ordre de 5 à 8 d_{50}), allant dans le sens d'une contractance, et réduisant donc les effets favorables de la dilatance.

Comme on peut s'y attendre, la chute de résistance est obtenue en un nombre de cycles d'autant plus petit que l'amplitude des cycles est grande, toutes choses égales par ailleurs.

2.5.2.2. Rôle de la rigidité axiale du micropieu

Dans un schéma simplifié où la relation τ - y (frottement latéral local en fonction du déplacement vertical local) est bilinéaire, dite « élastique-parfaitement plastique », et la même en tout point le long d'un micropieu, l'application d'une charge axiale croissante, donne les comportements suivants (voir § 2.1.1.2):

- pour de très petites charges, le frottement latéral reste dans le domaine linéaire initial en tout point du micropieu et sa distribution est du type $b \cdot ch[a \cdot (L - z)]$
- avec $z = 0$ en tête et $z = L$ à la base;
- pour des charges plus importantes, on mobilise le frottement latéral limite sur une certaine longueur à partir de la tête du micropieu, et plus bas on a une distribution qui reste de type $b \cdot ch[a \cdot (L - z)]$;
- la charge limite géotechnique (l'armature est supposée plus résistante) correspond à la mobilisation complète du frottement latéral.

La rigidité axiale du micropieu conditionne la distribution du frottement latéral. Une plus grande rigidité réduit la différence entre le frottement latéral maximal en tête et le frottement minimal en pied dans le cas des charges axiales peu élevées. Toutes choses égales par ailleurs, il faut une charge plus importante pour atteindre la mobilisation complète du frottement latéral en tête avec un micropieu plus raide.

Si, par application d'une charge, on provoque une plastification du frottement latéral sur une certaine longueur en tête du micropieu, puis l'on décharge, le retour ne ramène pas le frottement latéral à l'état initial. En tête, le frottement latéral a changé de signe, et au-dessous il ne s'est pas annulé. Si la charge est plus importante, on peut, à la décharge, aller jusqu'à la plastification après changement de signe près de la tête.

La figure 2.64 compare les mobilisations du frottement latéral dans le cas de deux micropieux en sol homogène disposant, le long d'un forage de rayon 0,08 m, d'un frottement latéral limite égal à 200 kPa (mobilisation de type élastique linéaire puis parfaitement plastique, la limite étant mobilisée après un déplacement égal à 5 mm). Les deux micropieux sont équipés d'une armature de diamètre 50 mm. Le premier a une longueur de 12 m et sa résistance géotechnique limite est égale à 1,21 MN. Le deuxième a une longueur de 6 m et sa résistance géotechnique limite est donc 605 kN, en négligeant tout effort de pointe.

Avec le premier micropieu, on atteint la limite de plastification de l'interface en tête pour une charge axiale de 435 kN (36 % de la charge limite géotechnique). La plastification s'étend sur 1,9 m sous une charge de 605 kN (moitié de la charge limite). Lorsqu'on supprime cette charge, le frottement latéral s'inverse en partie supérieure (– 80 kPa en tête).

Avec le deuxième micropieu, la limite de plastification en tête n'est atteinte que pour 387 kN (64 % de la charge limite géotechnique). Un cycle de chargement-déchargement à 50 % de la résistance géotechnique limite (302 kN) ne conduit à aucune plastification.

Autrement dit, dans un sol homogène et en ne considérant que le seul frottement latéral pour une même charge limite géotechnique totale, deux micropieux courts ne présentent certainement pas le même comportement sous chargements axiaux cycliques qu'un micropieu long, même si le schéma de calcul précédemment utilisé est sans doute quelque peu réducteur.

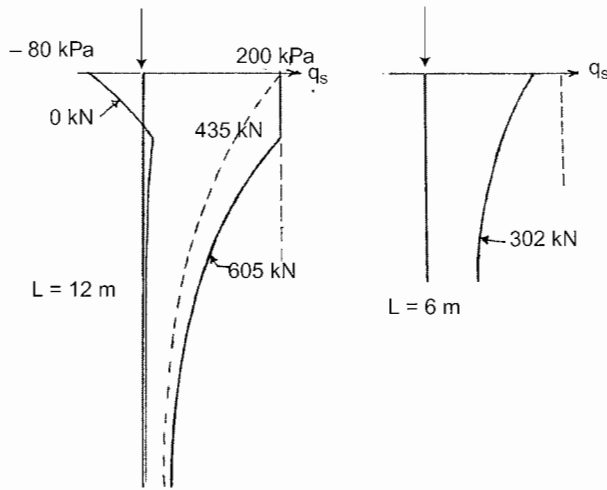


Figure 2.64. Comparaison du comportement élasto-plastique de l'interaction sol-micropieu entre un micropieu long et un micropieu court, lors d'une sollicitation de charge-décharge.

Ce schéma simplifié permet cependant de mettre en évidence des phénomènes qui interviennent directement sur le comportement des micropieux lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques, à savoir :

- une variation relativement faible de la charge axiale cyclique peut être suffisante pour qu'une partie de l'interface soit sollicitée en plastification alternée ;
- si, dans les zones les plus sollicitées, la résistance et la rigidité en frottement latéral diminuent avec l'accumulation des cycles, la stabilité du micropieu requiert alors une mobilisation plus importante du frottement latéral limite en profondeur ; il en résulte que la perte de résistance se propage vers le bas ;
- l'ensemble de deux micropieux courts dans un massif homogène est susceptible d'être moins sensible à la fatigue qu'un micropieu long de même rigidité.

On notera toutefois que la défaillance d'un micropieu « long » soumis à des sollicitations cycliques est précédée par une diminution progressive de sa rigidité, alors que celle d'un micropieu court est susceptible d'être plus brutale.

droite inclinés à 45° correspondent à la rupture statique, et forment un triangle rectangle isocèle non centré sur zéro, la charge limite statique étant plus grande en compression (Q_c) qu'en traction (Q_t). Pour N cycles, le domaine triangulaire de résistance statique peut être décomposé en trois parties: dans le domaine C, le plus éloigné de l'axe des abscisses, la rupture est atteinte avant N cycles; dans le domaine intermédiaire B, la rupture n'est pas atteinte au bout de N cycles, mais l'incrément de déplacement résiduel accompagnant le dernier cycle est plus important que le précédent (état dit métastable); et dans le domaine A le plus bas, il n'y a pas d'indice d'instabilité au bout de N cycles.

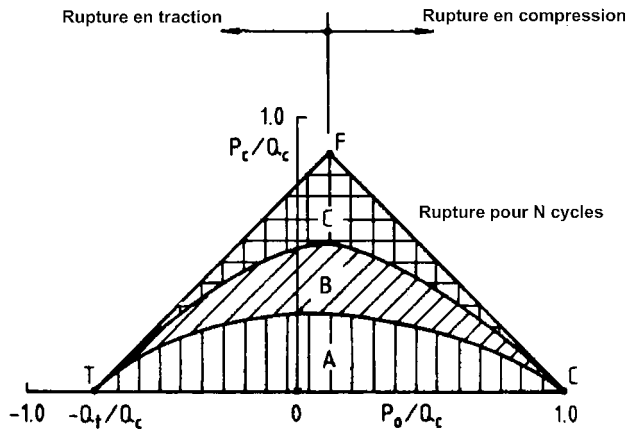


Figure 2.66. Schéma type de diagramme de stabilité cyclique.

Lorsque le nombre de cycles N augmente, les lignes de séparation des domaines A, B et C se rapprochent de l'axe des abscisses.

On peut par ailleurs se demander quel rôle peut jouer la durée d'application d'une charge. Il existe en effet des constats de rupture différée de scellements de tirants sous charge présumée constante (ou du moins très peu variable) et les phénomènes de fatigue concernent aussi les chargements statiques (par exemple, une éprouvette de béton soumise à une contrainte de compression simple égale à 70 % de sa résistance normalisée en compression simple est réputée devoir se rompre après 100 ans). Le concept de diagramme de stabilité cyclique, pour être appliqué aux ouvrages, devrait donc sans doute être quelque peu modifié pour tenir compte de leur durée de service, peut-être par une homothétie de centre O.

Les essais réalisés par le CERMES dans le cadre du projet national Forever (Francis *et al.*, 1999, rapport FO/97/06), comme d'autres réalisés à l'université de Canterbury, confirment la pertinence de la proposition de Poulos sur le diagramme de stabilité cyclique. Pour des nombres de cycles limités (typiquement 30 à 50), le

domaine B est souvent très étroit. Il convient par ailleurs de noter que la ligne séparatrice des domaines A et B ne montre généralement pas la régularité affichée sur la figure 2.66, et présente souvent un « creux » au voisinage de l'axe des ordonnées, comme on peut le voir sur le diagramme présenté sur la figure 2.67, établi à l'Université de Canterbury (McManus et Berrill, 1995, rapport FO/94/12).

Mais on ne sait malheureusement pas prédire, pour un micropieu d'ouvrage, à partir d'essais de routine, la position des lignes de séparation des domaines A, B et C.

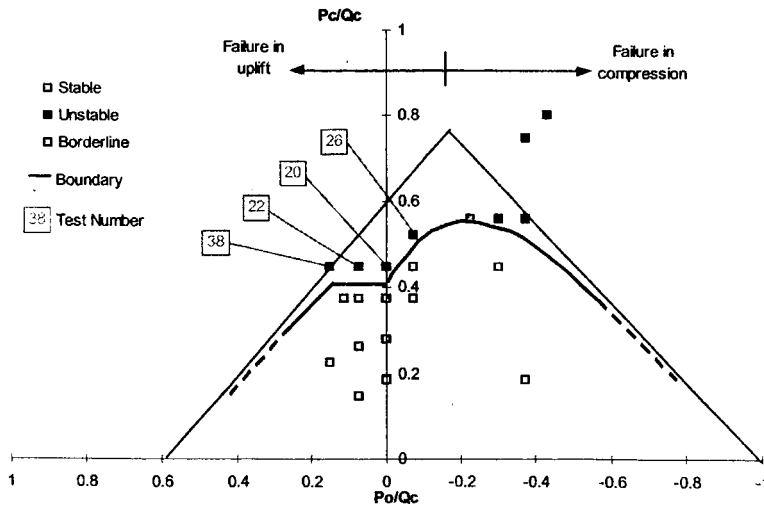


Figure 2.67. Exemple de diagramme de stabilité cyclique.

On constate enfin que la notion de sollicitation alternée ou non ne joue pas un rôle fondamental : c'est avant tout l'amplitude des cycles qui gouverne le comportement d'un micropieu. L'amplitude cyclique limite est plus grande si la sollicitation moyenne est « centrée », que si elle se rapproche de la charge limite en traction ou en compression. La crainte, éprouvée par la plupart des professionnels expérimentés vis-à-vis des sollicitations alternées, correspond sans doute au fait qu'à de telles sollicitations est généralement associée une amplitude relativement importante des cycles de chargement axial.

Les fondations de plates-formes pétrolières ont depuis longtemps motivé des recherches sur les conséquences des chargements cycliques. Il ne s'agissait évidemment pas de micropieux, mais les enseignements de ces recherches sont utiles aussi pour les micropieux. L'ouvrage de l'ARGEMA (1988) sur la capacité portante des pieux cite et commente des résultats d'essais relatifs à des pieux métalliques battus de gros diamètre. On y trouve des conclusions analogues à celles de

Poulos. Il y est dit que des chargements « ondulés » (c'est-à-dire *one way* ou non alternés) ne sont généralement pas pris en compte dans les dimensionnements, alors que des essais de pieux courts installés dans une argile surconsolidée ont montré une perte de 25 % de la charge limite statique. En revanche un chargement alterné est susceptible de conduire à une perte de 60 à 70 % de la charge limite statique. Les pieux « longs », autrement dit dont le raccourcissement n'est pas négligeable, sont signalés comme particulièrement sensibles aux effets des chargements cycliques.

Il est recommandé ici de modéliser les pieux en les discrétisant en tronçons courts dont l'interaction avec le sol est traduite par une courbe τ - γ tenant compte des effets locaux des cycles.

Les essais réalisés au Cermes en chambre d'étalonnage ont permis de modéliser le comportement de micropieux soumis à des chargements axiaux cycliques. Une piste devrait être de déterminer les seuils de mobilisation du frottement latéral local en deçà desquels les effets des cycles sont négligeables (Francis, 1997).

2.5.4. Recommandations

Pour des micropieux supportant des charges dont la part cyclique est modeste, comme c'est le cas le plus fréquent pour des ouvrages d'art ou pour des fondations de bâtiments courants, il n'y a sans doute pas lieu d'ajouter de précaution particulière aux prescriptions réglementaires. Mais lorsque la part cyclique des charges de service est notable (ouvrages légers soumis à des rafales de vent ou à une excitation dynamique par le vent, épingleage d'un radier pour équilibrer une sous-pression qui varie avec les marées, etc.), il convient de faire une étude spécifique.

Si l'on dispose, pour un cas donné, d'une loi de comportement de l'interface sol-micropieu (courbe τ - γ) représentative des effets locaux des chargements cycliques et d'une caractérisation suffisamment représentative des cycles de chargement, il est recommandé de modéliser le micropieu en le discrétisant en tronçons courts et d'effectuer un calcul du comportement. Cependant, les données disponibles lors de l'établissement d'un projet sont souvent trop sommaires pour une telle étude.

Une modélisation de la distribution statique du frottement latéral le long d'un micropieu est susceptible de constituer un élément de réflexion précieux. On peut dégrossir cette modélisation à partir de la loi de Frank et Zhao (1982) (à partir de résultats d'essais pressiométriques), comme le suggère le titre V du fascicule 62, ou sur une courbe τ - γ proposée par le document RP2A-LRFD de l'API. Toutefois, il est plus pertinent de caler le modèle sur les constats des essais préalables (on peut rester avec une loi bilinéaire ou envisager une loi parabolique, hyperbolique...).

La loi d'interaction axiale sol-micropieu correspondant à une mobilisation progressive du frottement latéral au cours des chargements est à compléter pour les déchargements. À défaut de mieux, on peut retenir une partie linéaire dont la pente est identique à celle à l'origine de la première partie de la courbe (voir sur la figure 2.68 les exemples de lois non radoucissantes).

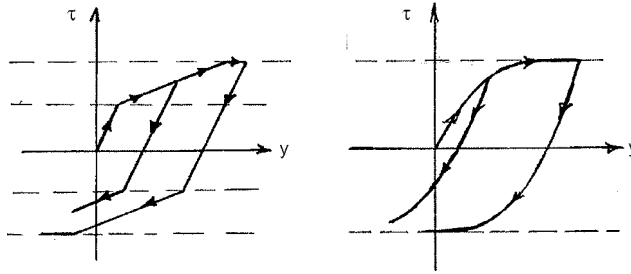


Figure 2.68. Exemples de lois d'interaction sol-micropieu.

Une première simulation numérique doit alors permettre d'évaluer la part des charges supportées par les micropieux, sachant que, le plus souvent, on a affaire à une fondation mixte.

Une deuxième simulation numérique doit apporter des résultats concernant l'effet des cycles sur la variation de la mobilisation du frottement latéral, notamment près de la tête du micropieu (ou en tête d'une couche beaucoup plus raide que celles qui la recouvrent).

À défaut de pouvoir proposer un critère indiscutable de justification de la résistance du micropieu aux sollicitations cycliques, on peut se référer à la variation calculée du frottement latéral en tout point le long du micropieu. La figure 2.69 présente un diagramme analogue à celui proposé par Poulos, mais ramené au frottement latéral local (part variable du frottement latéral local τ_{cycl} en ordonnée et valeur moyenne au cours de chaque cycle τ_{moyen} en abscisse, pondérées par la valeur limite du frottement local limite en statique q_s). Cette figure fait apparaître un domaine limité par un arc de parabole, que l'on prend en référence comme domaine de sécurité (voir également Francis, 1997). La valeur du coefficient « a » reste malheureusement du domaine de l'arbitraire, et peut sans doute être généralement choisie voisine de 0,7 pour les états limites de service.

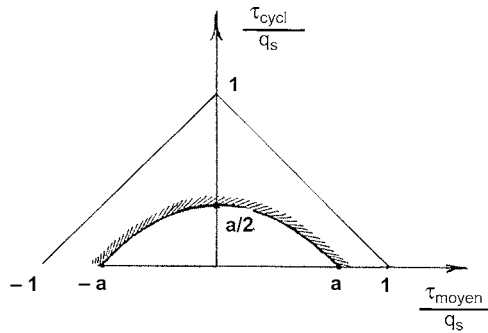


Figure 2.69. *Domaine de sécurité du frottement latéral local.*

Dans un sol homogène et dans le cas d'un chargement vertical cyclique, il peut être approprié de mettre en place des micropieux plus courts et plus nombreux, plutôt que des micropieux plus longs et moins nombreux. Des armatures de section surabondante augmentant la rigidité axiale d'un micropieu peuvent également être utilisées.

Dans le cas de micropieux destinés à ne supporter qu'un petit nombre de cycles de chargement d'amplitude notable, il est vivement conseillé de procéder à des essais spécifiques. Les micropieux d'essai peuvent ainsi être soumis à une succession de N cycles centrés sur la même valeur moyenne de charge axiale. En partant d'une première valeur modeste de l'amplitude cyclique appliquée sur n cycles, les n cycles suivants peuvent comporter une part variable un peu plus importante et ainsi de suite suivant un programme de chargement parfois appelé *storm loading*. Les données expérimentales ainsi acquises permettent alors d'apprécier l'aptitude des micropieux de l'ouvrage à supporter les charges que l'on prévoit de leur faire supporter.

RÉFÉRENCES

Rapports Forever

- ALTMAYER F. – *Évaluation des règles existantes*. Rapport interne n° FO/94/10, 1995.
- BONNET G., FLIS P.O. et GANGNEUX P. – *Expérimentation en vraie grandeur de micropieux isolés type Ischebeck. Exécution des micropieux, essais de chargement (traction-compression)*. Rapport interne n° FO/97/02, 1998.
- BOREL S. – *Validation du dimensionnement d'un groupe de deux micropieux sous chargement latéral. Étude expérimentale et calcul du comportement d'une fondation anti-bruit*. Rapport interne n° FO/98-99/02, 2000.
- BOULON M. – *Modélisation en éléments finis du comportement 3-D d'un pieu sous charge inclinée*. Rapport interne n° FO/97/09, 2001.
- BRITTSAN D., SPEER D. (1994). *Résultats des essais de chargement sur le site expérimental de la FHWA (Highway 280 Pile Uplift Test Site)*. Rapport interne n° FO/93/08, 1994.
- BRUCE D.A., JURAN I. – « Drilled and Grouted Micropiles ». *State of Practice Review (Draft Final Report)*. Contract n° FHWA-DTFH61-93-C-00128, 1995. Final report: Publications n° FHWA-RD-96-016/7/8/9, July 1997.
- CHAMBERS A.M., BERRILL J.B., MCMANUS K.J. – *Étude du comportement dynamique de micropieux modèles sur table vibrante*. Rapport interne n° FO/96/03, 1997.
- CHAMBERS A.M., MCMANUS K.J., YANG J., BERRILL J.B. – *The dynamic behaviour of drilled shaft micropiles*. Rapport interne n° FO/97/05, 1999.
- CHAMBERS A.M. – *The seismic response of drilled shaft foundations*. Rapport interne n° FO/98-99/03, 2000.
- DUBREUCQ T., GARNIER J., FAVRAUD C. – *Effet de groupe sous charge axiale*. Rapport interne n° FO/94/06, 1995.
- FORAY P., MAIRE DU POSET A. – *Essais de micropieux isolés en chambre d'étalonnage*. Rapport interne n° FO/93/07, 1994.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA, J.-C. – *Essais de chargement de micropieux modèles isolés et en groupe en mini-chambre d'étalonnage*. Rapport interne n° FO/94/14, 1996.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C., LE KOUBY A. – *Essais de chargement de micropieux modèles instrumentés en chambre d'étalonnage: mise en évidence des effets de groupe*. Rapport interne n° FO/96/04, 1997.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C., LE KOUBY A. – *Comportement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage sous chargement vertical monotone et cyclique: application aux effets de groupe*. Rapport interne n° FO/97/06, 1999.
- GANGNEUX P., PLUMELLE C. – *Expérimentations en vraie grandeur sur des micropieux isolés, en groupes et en réseaux sur le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse. Excavation du massif après la réalisation des essais de chargement*. Rapport interne n° FO/96/12, 1999.
- GANGNEUX P., VIÉ D. – *Expérimentation en vraie grandeur sur micropieu. Essai de chargement dynamique SIMBAT*. Rapport interne n° FO/97/07, 2000.

- JURAN I., ARNOULD R. – *State of Practice of Micropiles*. Federal Highway Administration, Solicitation n° DTFH 61-93-R-00128. Requisition n° 41-303167. Rapport interne n° FO/93/09, 1994.
- MALÉKI K., FRANK R. – *Étude des effets latéraux sur les groupes de micropieux*. Rapport interne n° FO/93/04, 1995.
- MALÉKI K., FRANK R., MAUREL C. (1995). *Étude de l'effet de groupe sous charge axiale (Expérimentation de Rueil-Malmaison)*. Rapport interne n° FO/94/02.
- MCMANUS K.J., BERRILL J.B. – *Étude du comportement du micropieu sur table vibrante*. Rapport interne n° FO/94/12, 1995.
- NORMAND P., BERRILL J.B., MCMANUS K.J. – *Étude du comportement dynamique de pieux et micropieux sur table vibrante: étude bibliographique*. Rapport interne n° FO/93/13, 1994.
- OUSTA R., SHAHROUR I. – *Construction numérique des courbes de réaction (p-y) pour les groupes de micropieux: vérification sur les calculs tridimensionnels*. Rapport interne n° FO/95/07, 1996.
- PELLO T., PLUMELLE C., RAYNAUD D. – *Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Réalisation des micropieux*. Rapport interne n° FO/94/05, 1995.
- PERLO S., DEGNY E., FRANK R. – *Analyse du comportement des groupes de micropieux sous charge transversale. Application au site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (essais réalisés en 1995)*. Rapport interne n° FO/97/04, 1998.
- PERLO S., FRANK R. – *Analyse du comportement de micropieux isolés et en groupe: Site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (essais réalisés en 1995)*. Rapport interne n° FO/96/05, 1997.
- PLUMELLE C. – *Étude de faisabilité d'une expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux*. Rapport interne n° FO/93/01, 1994.
- PLUMELLE C., PELLO T., RAYNAUD D. – *Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Construction du site d'essais*. Rapport interne n° FO/94/01, 1995.
- PLUMELLE C., RAYNAUD D. – *Essais de chargement des micropieux isolés et des groupes*. Rapport interne n° FO/95/03, 1996.
- PLUMELLE C., PELLO T., RAYNAUD D. – *Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Construction du site d'essais*. Rapport interne n° FO/94/01, 1995.
- RAUSCHE F., THENDEAN G. – *Full scale experiment on a micropile. GRL-CAPWAP dynamic load test*. Rapport interne n° FO/97/08, 1998.
- SHAHROUR I., ATA N. – *Analyse du comportement d'un pieu isolé incliné*. Rapport interne n° FO/93/03, 1994.
- SHAHROUR I., ATA N. – *Calcul des groupes de micropieux à l'aide de la méthode des modules de réaction (p-y)*. Rapport interne n° FO/94/10, 1995.
- SHAHROUR I., ATA N. – *Construction numérique des courbes de réaction (p-y) pour les groupes de micropieux: vérification sur les calculs tridimensionnels*. Rapport interne n° FO/95/07, 1996.
- SHAHROUR I., ATA N. – *Étude du comportement des micropieux sous chargement latéral avec prise en compte du couplage fluide-squelette*. Rapport interne n° FO/96/06, 1997.

- SHAHROUR I., BENZATI I., OUSTA R. – *Comportement des pieux sous chargement latéral dynamique. Analyse bibliographique*. Rapport interne n° FO/93/04, 1994.
- SHAHROUR I., OUSTA R. – *Méthodes simplifiées pour le calcul des groupes de micropieux sous chargement sismique: présentation et domaine de validité*. Rapport interne n° FO/97/01, 1998.
- SHAHROUR I., OUSTA R. – *Comportement d'un micropieu sous chargement sismique*. Rapport interne n° FO/94/08, 1995.
- SHAHROUR I., OUSTA R. – *Comportement des micropieux sous chargement sismique: prise en compte du couplage fluide-squelette*. Rapport interne n° FO/96/08, 1997.
- VEZOLE P. – *Essai de chargement d'un micropieu et éléments de modélisation. Ouvrage SNCF du pont du Soleil à Saint-Étienne*. Rapport interne n° FO/94/09, 1995.
- YOUSSEF E., DEGNY E., FRANK R. – *Étude théorique du flambement des micropieux*. Rapport interne n° FO/93/10, 1994.
- YOUSSEF E., DEGNY E., GARNIER J., FRANK R. – *Essais de flambement de modèles réduits de pieux sous charge axiale*. Rapport interne n° FO/93/11, 1994.
- YOUSSEF E., FRANK R., DEGNY E. – *Analyse d'essais de flambement: confrontation entre théorie et expérience*. Rapport interne n° FO/94/07, 1995.

Autres références

- ARGEMA – *Guides pratiques sur les ouvrages en mer*. Éditions Technip, Paris, 1988.
- BOULON M. – « Le comportement d'interface sol-structure: aspects expérimentaux et numériques ». *Revue française de géotechnique*, n° 54, 1991, p. 27-37.
- BOULON M., FORAY P. – « Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand ». *Proc. IIIrd Int. Conf. Numerical Methods in Offshore Piling*, Nantes, 21-22 mai 1986.
- BUSTAMANTE M., DOIX B. – « Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés ». *Bulletin de liaison des LPC* n° 140, nov.-déc. 1985.
- Comité français de la mécanique des sols et des travaux de fondations – *Recommandations TA 95. Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage*. Paris, Eyrolles, 1995.
- DAVISSON, ROBINSON – “Bending and buckling of partially embedded piles”. *Proceed. of 6th Int Conf Soil Mech and Foundation Engineering*, Canada, vol. 2, 1965, p 243-246.
- Eurocode 7-1 – *Geotechnical design*. Part 1 : « General rules », Final draft pr EN 1997-1, doc. n° CEN/TC 250/SC7/N355, Comité européen de normalisation (CEN), Bruxelles, October 2001.
- Fascicule 62-Titre V (1993). « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». *Cahier de clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux*. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports.
- FIDY A.-R. – *Renforcement des sols lâches pulvérulents par inclusions rigides*. Thèse de docteur ingénieur, université Paris VI, 1987.

- FRANCIS R. – *Étude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1997, 383 p.
- FRANCIS R., LE KOUBY A., CANOU J., DUPLA J.-C. – « Comportement de pieux modèles soumis à des chargements cycliques ». *Comptes rendus du 15^e Congrès international de mécanique des sols et de géotechnique*, Istanbul, vol. 2, 2001.
- FRANK R. – *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Paris, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 1999.
- FRANK R. et ZHAO S.-R. – « Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins ». *Bulletin de liaison des LPC* n°119, mai-juin 1982, p. 17-24.
- GOUVENOT D. – « Essais de chargement et de flambement de pieux aiguilles ». *Annales de l'ITBTP* n° 334, décembre 1975, série « Sols et Fondations » 124, p 26-39.
- LAPEYRE J.-L., PLUMELLE C. (janvier 1987). « Étude expérimentale d'une virole battue, fondation de pylône EDF sollicitée au renversement ». *Annales de l'ITBTP*, série « Sols et Fondations » 198.
- LE KOUBY A. – *Comportement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe et aux sollicitations cycliques*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 2003.
- MANDEL – « Flambage au sein d'un milieu élastique ». *Annales des Ponts et Chaussées*, 2^e sem., n° 20, 1936, p 295-335.
- MAUREL C. – *Micropieux de type II - Catalogue des essais de traction du chantier de la dérivation de Rueil-Malmaison*. Rapport de FAER, LREP (Le Bourget), 1999.
- MEYERHOF G.G., GHOSH DP. – « Ultimate capacity of flexible piles under eccentric and inclined loads ». *Canadian Geotechnical Journal*, 26, 1989, p. 34-42.
- MEZAZIGH S. – *Pieux sollicités latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1995.
- Norme P11-212-1 (DTU 13.2) – *Fondations profondes pour le bâtiment*, septembre 1992.
- Norme Afnor NF P 94-150-1 – *Essai statique de pieu sous effort axial*. Partie 1: « En compression », révisée en décembre 1999.
- Norme Afnor NF P 94-150-2 – *Essai statique de pieu sous un effort axial*. Partie 2: « En traction », révisée décembre 1999.
- Norme Afnor NF P 94-151 – *Essai statique de pieu isolé sous effort transversal*, octobre 1993.
- Norme Afnor NF P 94-153 – *Essai statique de tirant d'ancrage*, décembre 1993.
- POULOS H.G. – « Cyclic stability diagram for axially loaded piles ». *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 114, n° 8, 1988, p. 877-895.
- RANIRIHARISON F.A. – *Renforcement des sols lâches par inclusions rigides*. Thèse de doctorat de l'École centrale de Paris, 1987.
- REDDY, VALSANGKAR – “Buckling of fully and partially embedded piles”. *J. Soil Mech Found.*, ASCE, vol 96, SM6, 1970, p. 1951-1965.
- Second international workshop on micropiles*, UBE City Culture Hall, 1999.

- SCHLOSSER F., ELIAS V. (1978). "Friction in reinforced earth". *Proc. of ASCE Symposium on reinforced earth*, Pittsburg, April 1978, p. 735-763.
- SCHLOSSER F., GUILLOUX A. (1981). « Le frottement dans le renforcement des sols ». *Revue française de géotechnique*, n° 16, 1981, p. 65-77.
- SHAHROUR I., MEIMON Y. – « Analyse du comportement des pieux des ouvrages en mer sous chargements inclinés ». *Actes du colloque Fondations Profondes* organisé par l'École nationale des ponts et chaussées, Paris 19-21 mars 1991, Presses des Ponts et Chaussées.
- SOUCHE P – « Étude du flambement de pieux partiellement immergés dans un milieu offrant latéralement une réaction élastique pure ». *Annales de l'ITBTP* n ° 423, Série « Sols et Fondations » 187, mars-avril 1984, p. 38-60.
- VEZOLE P. – « Stabilité de forme de micropieux: une approche simple ». *Annales de l'ITBTP* n ° 478, Série « Sols et Fondations » 206, novembre 1989, p. 158-171.
- VEZOLE P. (2002) « Ancrages passifs verticaux et calcul à la rupture ». *Revue française de géotechnique* n° 98, 2002, p. 47-62.
- YOUSSEF E. – *Étude théorique et expérimentale du flambement des pieux*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1994.

Groupes de micropieux

3.1. INTRODUCTION

Le chapitre précédent a traité du comportement élémentaire des micropieux. Cependant, on trouve rarement des fondations reposant sur un seul micropieu. Un élément de fondation ou une semelle repose généralement sur deux ou trois micropieux au minimum, pour tenir compte des éventuelles excentricités de chargement. Les recommandations du COPREC (1982) préconisent d'ailleurs un nombre minimal de trois micropieux sous les charges ponctuelles, tels les poteaux d'une structure.

On appelle groupe de micropieux un ensemble de micropieux verticaux (avec, dans le cas d'un grand nombre de micropieux, éventuellement quelques micropieux du pourtour inclinés vers l'extérieur).

L'étude tant expérimentale que théorique de l'interaction entre les micropieux d'un groupe et de son influence sur la résistance du groupe fait l'objet de ce chapitre. Les résultats des essais sur des groupes de micropieux réalisés en vraie grandeur sur site ou en modèle réduit (en centrifugeuse, en chambre d'étalonnage ou en cuve d'essai), dans le cadre du projet national Forever, ainsi que les études théoriques des groupes, sont analysés et leurs résultats synthétisés. On traite séparément les comportements des groupes sous chargement vertical et sous char-

gement horizontal. Enfin, on présente les résultats de la reprise en sous-œuvre du pont de Pierre à Bordeaux, qui a fait l'objet d'une instrumentation dans le cadre de Forever.

3.2. ÉTUDES EXPÉRIMENTALES SUR LE COMPORTEMENT DES GROUPES DE MICROPIEUX

Dans le cadre du projet national Forever, l'effort a été porté sur la réalisation d'essais de chargement de micropieux en vraie grandeur ou, à défaut, sur des essais en modèle réduit respectant autant que possible les conditions de similitude. Divers essais sur chantiers, effectués dans le cadre d'études antérieures, avaient montré la difficulté de bien maîtriser les principaux paramètres géotechniques gouvernant le comportement final des micropieux : prise en compte de l'hétérogénéité des sols, conditions exactes de mise en place, notamment de l'injection du coulis. Un site expérimental constitué de sable de Fontainebleau homogène a donc été construit au CEBTP à Saint-Rémy-lès-Chevreuse. Les autres essais ont été réalisés en centrifugeuse ou en laboratoire, toujours dans du sable de Fontainebleau. Par ailleurs, quelques essais sur chantier ont pu être réalisés (à Rueil-Malmaison, ainsi qu'à Saint-Maurice, voir chapitre 4).

Dans ce chapitre, sont examinés les essais suivants :

- sur le site de Saint Rémy : 2 groupes de 4 micropieux sous chargement vertical puis horizontal ;
- sur le chantier de Rueil-Malmaison : arrachement d'un groupe de 3 micropieux et d'un micropieu isolé de référence ;
- dans la centrifugeuse du LCPC à Nantes :
 - sous chargement vertical :
 - 9 micropieux isolés et 12 groupes de 3 micropieux répartis dans trois conteneurs. Chaque conteneur concernait 4 groupes à espacement variable. L'état de rugosité de la surface des micropieux variait d'un conteneur à un autre ;
 - une semelle isolée, un bloc et 4 groupes de micropieux, avec une semelle de liaison ne touchant pas le sol, puis reposant sur le sol ;
 - 6 micropieux isolés et deux groupes de 18 micropieux ;
 - sous chargement horizontal :
 - 21 groupes de 2 pieux disposés en ligne, 15 groupes de 3 pieux en ligne et 4 groupes de 3 pieux en rang. Deux types de mises en place ont été utilisés : avec ou sans refoulement du sol ;
- en cuve expérimentale (Laboratoire 3S) sous chargement vertical :
 - 4 groupes de 4 micropieux avec ou sans surcharge en surface ;
 - 5 groupes de 18 micropieux ;

- en minichambre d'étalonnage (Cermes): chargement vertical de 15 groupes de 5 micropieux avec variation de divers paramètres;
- en chambre d'étalonnage (Cermes): chargement vertical de 11 groupes de 5 micropieux avec variation de divers paramètres; 3 essais de chargement vertical de groupes de 5 micropieux, avec variation croissante de la pression de confinement, pour comparaison avec les réseaux;
- la reprise en sous-œuvre du pont de Pierre à Bordeaux: 4 piles renforcées par 16 micropieux chacune.

3.2.1. Essais en vraie grandeur sur site expérimental (CEBTP)

Deux groupes de quatre micropieux, respectivement de type II_h (coulis mis en place gravitairement par le haut) et de type R-SOL (micropieu installé par refoulement du sol par un mandrin, assimilé au type IV), furent testés sous chargement vertical puis horizontal sur le site du CEBTP à Saint Rémy-lès-Chevreuse (Plumelle *et al.*, 1995, FO/94/01; Pello *et al.*, 1995, FO/94/05 et Plumelle et Raynaud, 1996, FO/95/03).

Le massif consacré à ces essais est constitué de sable de Fontainebleau rapporté, mis en place de façon homogène sur 6 m de haut. La surface d'essai utile est de 10 m × 10 m.

Les figures 3.1 et 3.2 montrent la disposition des micropieux dans le massif de sable, ainsi que l'implantation précise des groupes et micropieux isolés sous les poutres de chargement.

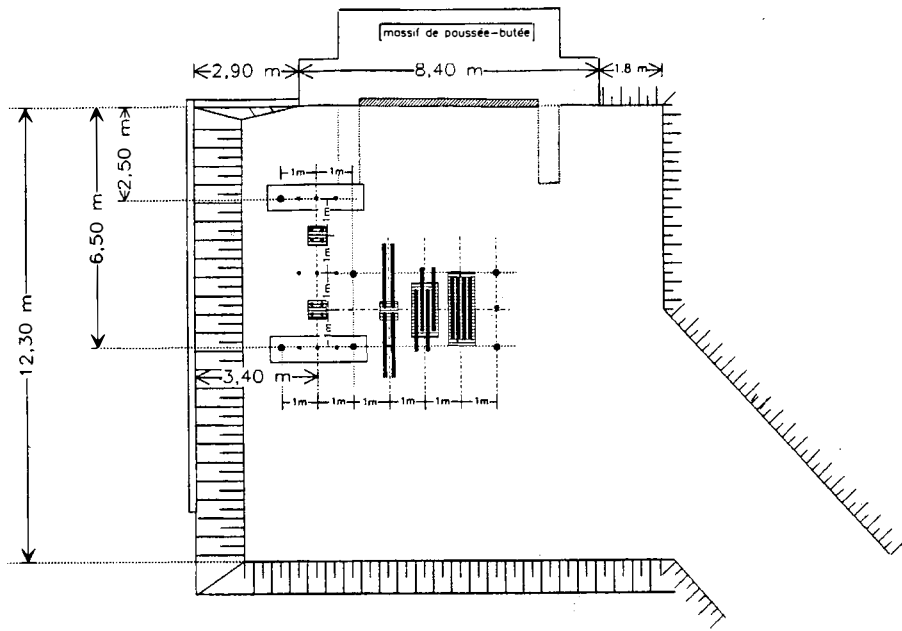
□ *Le massif de sable*

Le sable de Fontainebleau est un sable fin et uniforme. Les caractéristiques principales du sable sont les suivantes:

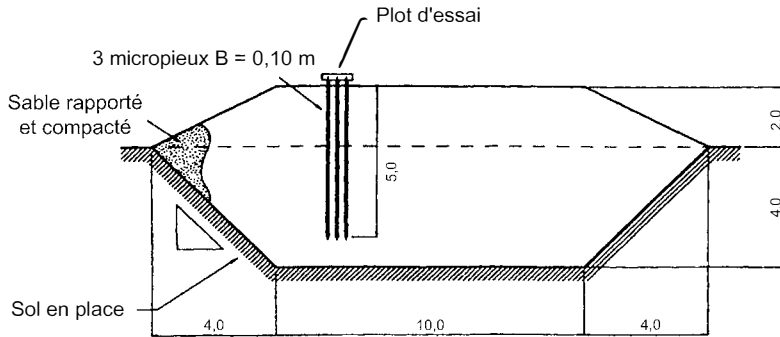
- poids volumique sec $14,4 \text{ kN/m}^3 < \gamma_d < 14,82 \text{ kN/m}^3$;
- indice de densité $0,53 < I_D < 0,62$;
- teneur en eau: $7,9 \% \leq w \leq 10,8 \%$.

Les caractéristiques moyennes mesurées au pénétromètre dynamique et au pressiomètre sont:

- résistance de pointe $0,9 \text{ MPa} < q_d < 3,0 \text{ MPa}$;
- module pressiométrique $2,2 \text{ MPa} < E_M < 6,3 \text{ MPa}$;
- pression limite $0,25 \text{ MPa} < p_l < 0,56 \text{ MPa}$.



Disposition des micropieux testés



Coupe du site

Figure 3.1. Site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

□ **Les micropieux**

Ces essais concernent deux groupes de quatre micropieux verticaux. Les deux groupes de micropieux sont (Fig. 3.2):

- un groupe de quatre micropieux de type II_h, espacés d'un entraxe de deux diamètres: M4, M5, M6, M7;
- un groupe de quatre micropieux de type R-Sol (ou IV), espacés d'un entraxe de deux diamètres: M14, M15, M16, M17.

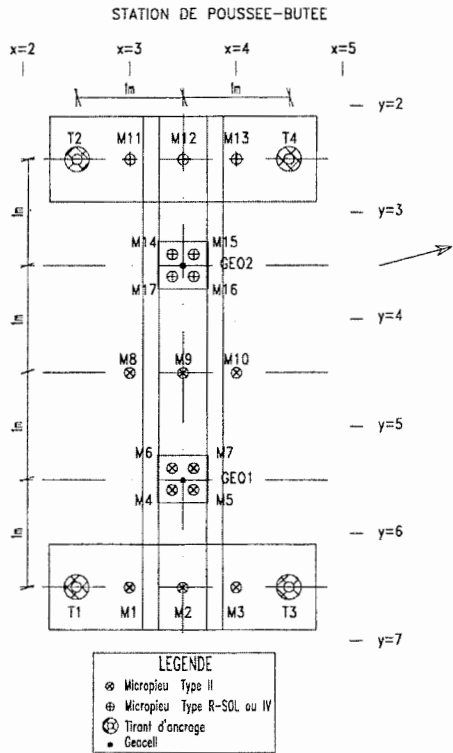


Figure 3.2. Implantation des deux groupes de micropieux et des 9 micropieux isolés sur le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

Les micropieux de type II_h et R-SOL ont les mêmes dimensions:

- longueur scellée: $D = 5 \text{ m}$;
- diamètre théorique: $B = 100 \text{ mm}$;
- tube en acier: $\text{Ø } 50/40 \text{ mm}$.

avec: $E_{\text{acier}} = 2.10^5 \text{ MPa}$;

$E_{\text{coulis}} = 10^4 \text{ MPa}$.

□ **Comportement sous chargement vertical**

Les figures 3.3 et 3.4 donnent la courbe (effort appliqué-déplacement) des essais de chargement vertical du groupe, comparée à l'enveloppe des courbes de chargement des micropieux isolés de même type (II_h ou R-SOL).

On définit le coefficient d'efficacité sous chargement vertical de la manière suivante:

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du micropieu isolé}}$$

où *N* est le nombre de micropieux du groupe.

Pour la charge limite du micropieu isolé on a retenu la moyenne obtenue pour les micropieux de même type.

Le tableau 3.1 donne les coefficients d'efficacité des deux groupes de micropieux pour trois valeurs de la charge « limite »: à la charge de fluage *Q_c*, à la charge limite *Q_{le}* correspondant à un enfoncement de 0,1 *B* et à la charge maximale atteinte lors de l'essai *Q_{me}*.

Tableau 3.1. Comparaison des coefficients d'efficacité des groupes (type II_h et IV) pour différentes valeurs du chargement axial.

| | Type | Charge (kN) | | C _e |
|---------------------------|-----------------|-----------------------|-------|----------------|
| | | Groupe (4 micropieux) | Isolé | |
| Q _c | II _h | 420 | 87 | 1,20 |
| | IV | 420 | 113 | 0,93 |
| Q _{le} (à 0,1 B) | II _h | 540 | 123 | 1,10 |
| | IV | 400 | 125 | 0,80 |
| Q _{me} | II _h | 576 | 144 | 1 |
| | IV | 528 | 126 | 1,04 |

Ces résultats montrent que le groupe de micropieux type « II_h » a un coefficient d'efficacité toujours supérieur ou égal à 1. Pour le groupe de micropieux type « IV » le coefficient d'efficacité est inférieur à 1 pour les charges *Q_c* et *Q_{le}* et ne devient légèrement supérieur à 1 que pour la charge maximale *Q_{me}*. Le coefficient d'efficacité pour le groupe de micropieux de type R-SOL est donc plus faible que celui du groupe de micropieux de type II_h, ce qui constitue un résultat inattendu.

On aurait en effet pu s'attendre à obtenir le résultat suivant sur les charges limites des groupes:

$$Q_{le}(IV) > Q_{le}(II)$$

ce qui n'a pas été obtenu, sans doute pour des raisons de comportement en pointe différent lié à une certaine hétérogénéité du massif du sable et aussi par suite de différences inévitables dans l'exécution par rapport aux micropieux isolés.

On doit en conclure que l'effet de serrage dû à l'exécution par refoulement du sol pour les micropieux R-SOL n'apparaît pas comme on aurait pu s'y attendre. On avait déjà noté que la portance Q_{me} du micropieu isolé R-SOL était inférieure à celle du micropieu isolé II_h (voir chapitre 2).

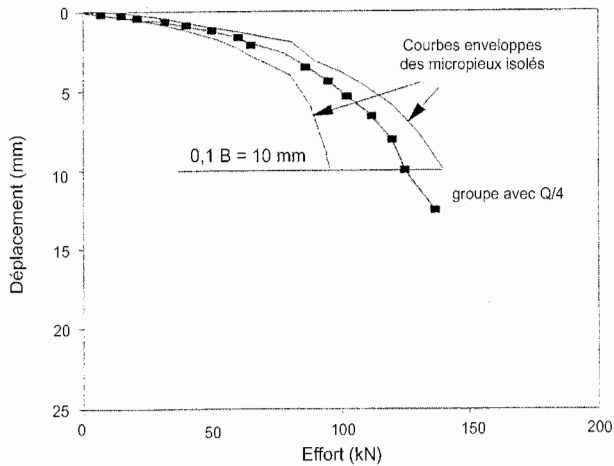


Figure 3.3. Comparaison des courbes de chargement vertical du groupe de 4 micropieux (de type II_h) et des micropieux isolés du même type.

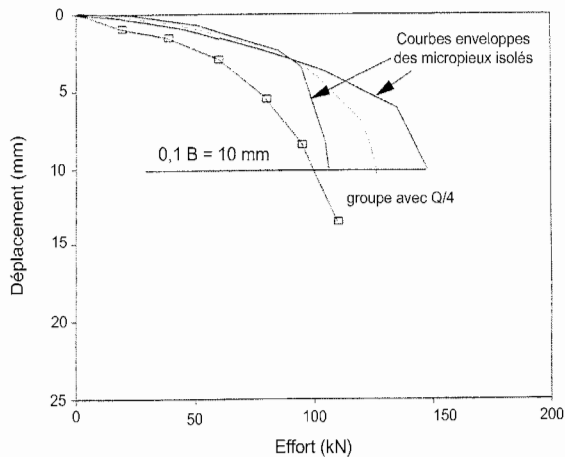


Figure 3.4. Comparaison des courbes de chargement vertical du groupe de 4 micropieux (de type R-SOL) et des micropieux isolés du même type.

□ **Comportement sous chargement horizontal**

Les figures 3.5 et 3.6 donnent les courbes (effort appliqué-déplacement) des essais sous chargement horizontal pour les deux groupes (II_h et R-SOL).

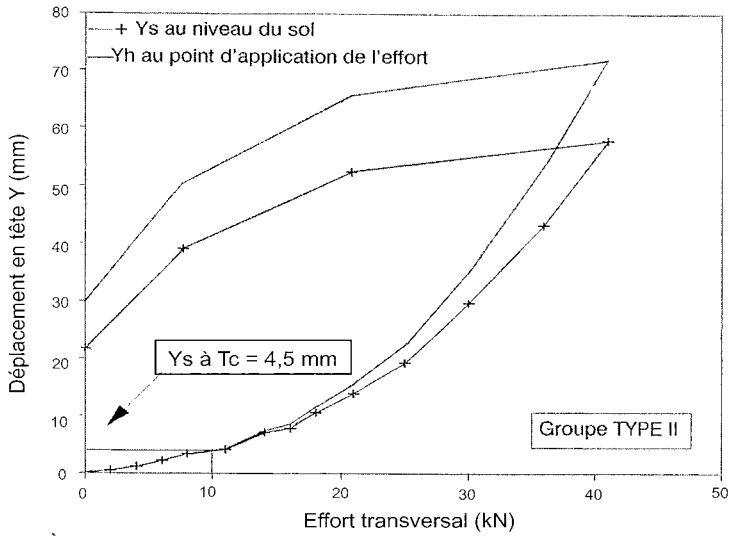


Figure 3.5. Courbe de chargement horizontal du groupe de 4 micropieux de type II_h .

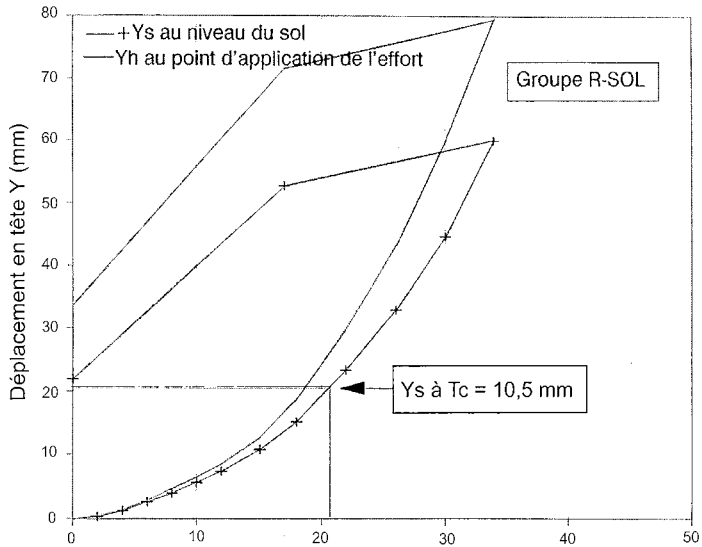


Figure 3.6. Courbe de chargement horizontal du groupe de 4 micropieux de type IV.

On définit le coefficient d'efficacité du groupe pour le chargement horizontal C_{eh} de la même manière que pour le chargement vertical.

Le tableau 3.2 donne ainsi les coefficients d'efficacité des deux groupes de micropieux sous charge horizontale pour trois valeurs de la charge « limite » : à la charge critique de fluage T_c , à la charge T_{le} correspondant à un déplacement horizontal de $0,1 B$ et à la charge maximale atteinte lors de l'essai T_{me} .

Tableau 3.2. Comparaison des coefficients d'efficacité des groupes (type II_h et IV) pour différentes valeurs de la charge horizontale.

| | Type | Charge (kN) | | C_{eh} |
|--------------------|-----------------|-----------------------|-------|----------|
| | | Groupe (4 micropieux) | Isolé | |
| T_c | II _h | 10 | 3,8 | 0,65 |
| | IV | 21 | 5,1 | 1,03 |
| T_{le} (à 0,1 B) | II _h | 18 | 5,8 | 0,77 |
| | IV | 20,5 | 5,6 | 0,91 |
| T_{me} | II _h | 41 | 10,8 | 0,95 |
| | IV | 34 | 12,7 | 0,67 |

L'effet de groupe indiqué par les résultats des essais de chargement montre une interaction négative entre les micropieux, créée par l'effet « d'ombre » des micropieux avant qui entraînent la zone de sol mobilisable devant les micropieux arrière. Ce phénomène d'ombre, propre aux chargements horizontaux, a été souvent relevé par différents auteurs.

Les résultats du chargement horizontal sont conformes à ce que l'on pouvait attendre. La charge horizontale critique de fluage T_c est de 21 kN pour le groupe R-SOL et de 10 kN pour le groupe de type II_h, avec des déplacements respectifs de 10,5 mm et de 4,5 mm. Il apparaît donc que le groupe de micropieux R-SOL offre une meilleure résistance initiale aux efforts latéraux que le groupe de type II_h. Les charges horizontales deviennent cependant voisines pour le déplacement horizontal conventionnel de $0,1 B$.

3.2.2. Essais sur le chantier de Rueil-Malmaison

Les laboratoires des Ponts et Chaussées et la DDE 92 ont mené une expérimentation en vraie grandeur sur un groupe de micropieux forés de type II sur le chantier de la déviation routière pour la RN 186 à Rueil-Malmaison.

Un ensemble de 14 micropieux a été réalisé : 10 destinés à des essais préalables et 4 destinés à l'expérimentation Forever.

L'expérimentation Forever consiste en l'arrachement d'un micropieu isolé et d'un groupe de 3 micropieux (schématisés par les micropieux 9, 10 et 11 de la figure 3.7). Les micropieux du groupe sont disposés en triangle équilatéral avec un entraxe de 1 m.

Ces 4 micropieux ont une longueur totale de 19 m (Fig. 3.8). Ils ont une longueur libre de 14 m traversant la couche superficielle d'alluvions, puis ils sont scellés gravitairement sur 5 m dans la couche de craie.

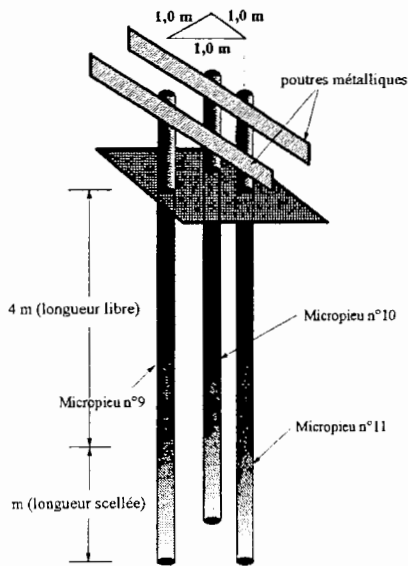


Figure 3.7. Disposition du groupe de 3 micropieux.

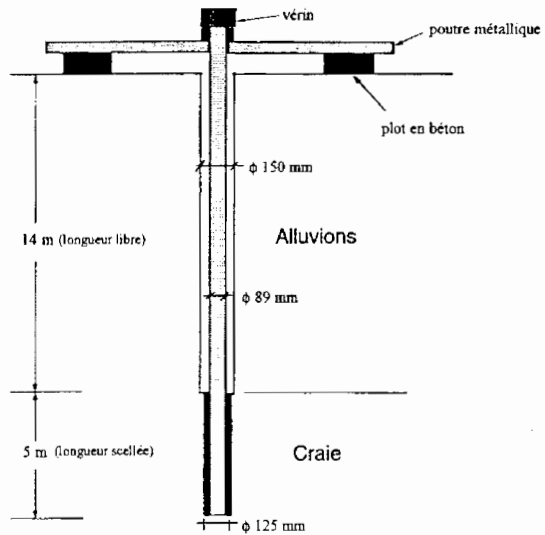


Figure 3.8. Détail d'un micropieu type des essais de Rueil-Malmaison.

Leur diamètre de forage est de 125 mm dans la couche de craie et 150 mm dans les alluvions. Un tube métallique de 89 mm de diamètre extérieur et de 9,5 mm d'épaisseur constitue leur armature.

Les quatre micropieux sont instrumentés par :

- des extensomètres amovibles pour la mesure des déformations le long du fût ;
- un peson annulaire pour la mesure des forces axiales dans chaque armature ;
- des comparateurs électriques pour la mesure du déplacement en tête de chaque micropieu.

Les caractéristiques de la craie ont été déterminées par des sondages pressiométriques. Les caractéristiques moyennes retenues pour l'interprétation des essais sont les suivantes :

$$E_M = 18 \text{ MPa}$$

$$p_l = 1,8 \text{ MPa}$$

Les figures 3.9 et 3.10 montrent la répartition de l'effort axial en fonction de la profondeur dans chacun des quatre micropieux, pour des charges en tête de 360 kN et 540 kN.

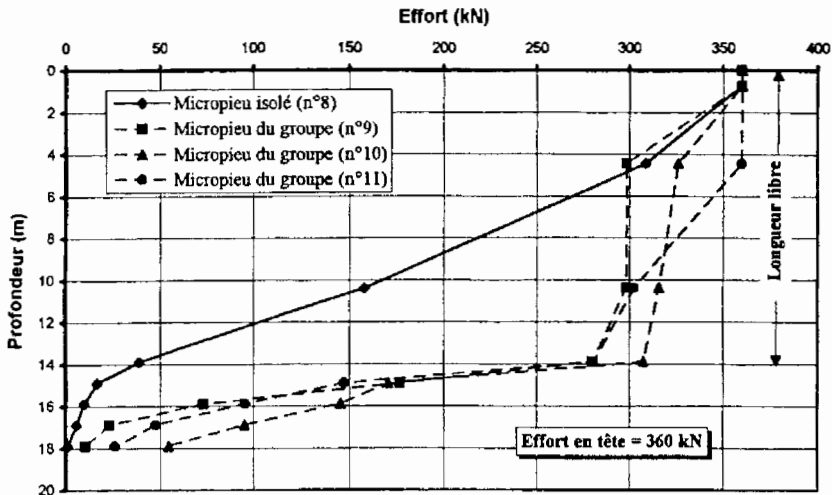


Figure 3.9. Répartition de l'effort dans les micropieux d'essais de Rueil-Malmaison pour un effort en tête 360 kN.

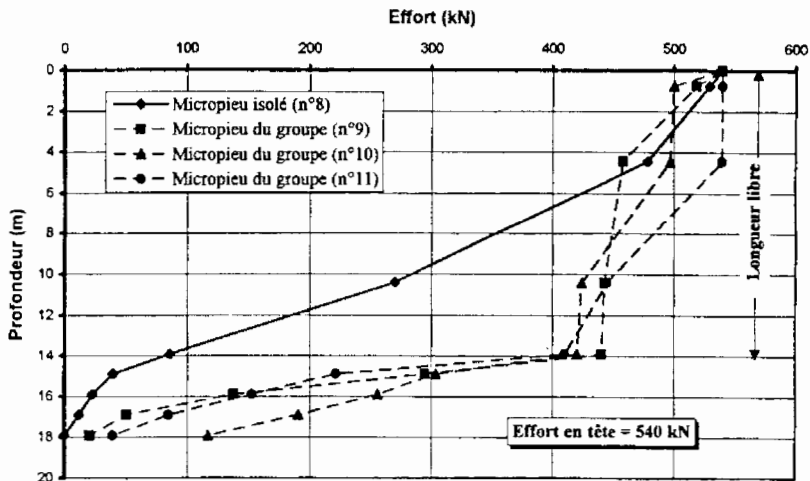


Figure 3.10. Répartition de l'effort dans les micropieux d'essais de Rueil-Malmaison pour un effort en tête 540 kN.

Il faut signaler, comme cela est bien visible sur les figures, que le micropieu isolé « de référence », ne possède pas, en fait, de partie libre, par suite d'un mauvais contrôle de l'injection lors de l'exécution. En revanche, le comportement des micropieux du groupe montre un frottement latéral très faible dans la partie libre (la répartition de l'effort total est quasiment verticale), conformément à l'effet recherché.

On constate également que la répartition des efforts dans chacun des trois micropieux du groupe est presque identique.

Cette expérimentation a été l'occasion de mener des calculs en déformation à l'aide du programme GOUPEG, basé sur l'utilisation des fonctions de transfert de charge (à savoir les courbes de mobilisation du frottement latéral, dans le cas du chargement axial) (voir § 3.4.1).

3.2.3. Essais en centrifugeuse (LCPC-Nantes)

□ *Essais de chargement vertical de groupes de trois micropieux*

Le projet national Forever a largement fait appel à des essais en centrifugeuse, effectués au LCPC de Nantes. La raison principale est que la centrifugation permet de respecter la similitude à la fois pour les dimensions géométriques et pour les contraintes dans les matériaux (sols et micropieux). La centrifugeuse du LCPC à Nantes permet d'embarquer des modèles de 1 000 kg à une accélération de 100 g ou de 500 kg à 200 g (Garnier, 2001).

Dubreucq *et al.* (1995, FO/94/06) examinent, par des essais en centrifugeuse, divers aspects de l'effet de groupe sous charge verticale. Les essais se sont déroulés dans trois conteneurs différents. Le sol est du sable de Fontainebleau, mis en place par pluviation avec un poids volumique contrôlé $\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$ environ ($I_D = 0,65$ correspondant à un sable moyennement dense).

Pour chaque conteneur, la rugosité des micropieux (état de surface) est différente: dans le conteneur 1, les micropieux sont tous lisses, dans le conteneur 2 les micropieux sont frottants (du sable a été collé sur les fûts) et dans le conteneur 3 les micropieux sont striés. Chaque conteneur correspond à 7 essais (3 micropieux isolés et 4 groupes) réalisés sous 10 g (modèles réduits au 1/10).

Les modèles de micropieux sont des tubes en aluminium de 0,5 m de long (prototype $D = 5 \text{ m}$), de 1,2 cm de diamètre ($B = 12 \text{ cm}$) et de 1,0 mm d'épaisseur ($e = 10 \text{ mm}$). Ils sont mis en place par vérinage sous gravité normale (1 g). Les groupes sont constitués de 3 micropieux disposés en triangle équilatéral et 4 espacements sont étudiés pour chacune des rugosités, soit $S/B = 1,5 - 2,0 - 2,5$ et 3,0. Les micropieux sont reliés par une pièce rigide (chevêtre) qui n'est pas en contact avec le sol.

La figure 3.11 donne l'ensemble des courbes de chargement pour les trois conteneurs. Dans chacun des cas, une charge limite (asymptotique) est clairement obtenue. Le tableau 3.3 donne les coefficients d'efficacité pour les différents essais.

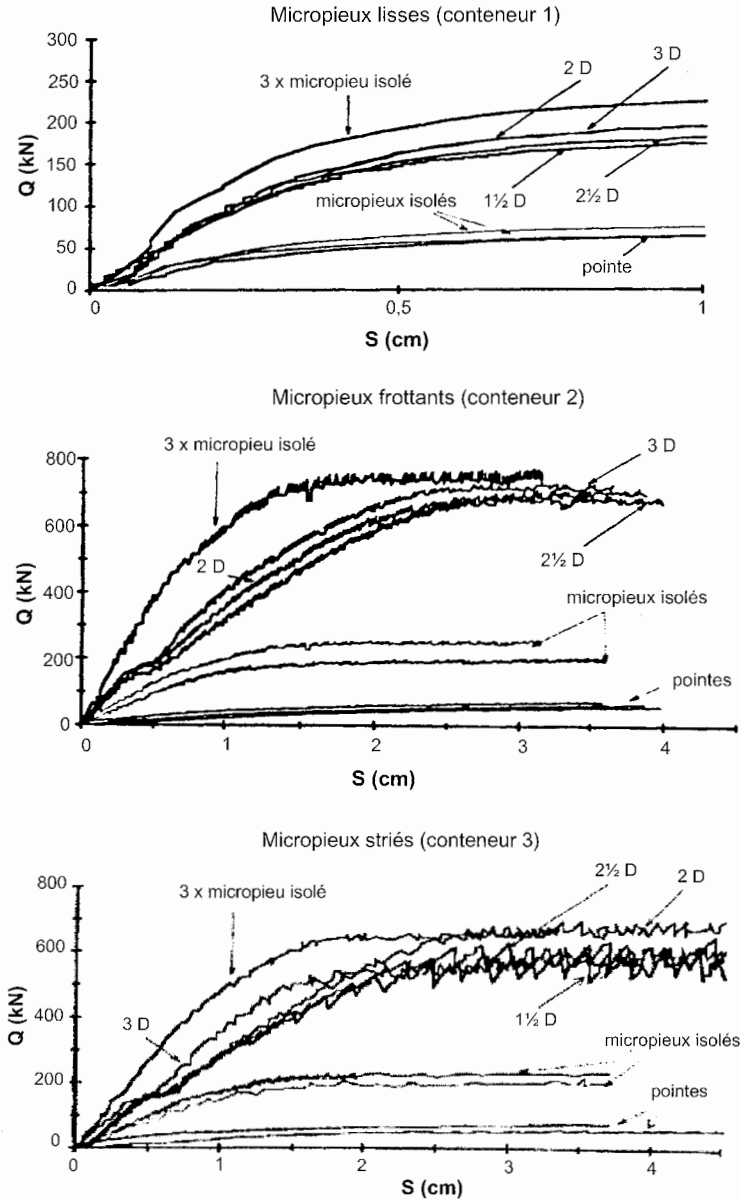


Figure 3.11. Courbes de chargement vertical en centrifugeuse des micropieux isolés et en groupe (résultats en grandeurs prototypes).

Tableau 3.3. Comparaison des coefficients d'efficacité des groupes obtenus lors des essais en centrifugeuse.

| | Surface | S/B | C_e |
|--------|-----------|-----|-------|
| Grp 1 | lisse | 1,5 | 0,76 |
| Grp 2 | lisse | 2 | 0,85 |
| Grp 3 | lisse | 2,5 | 0,78 |
| Grp 4 | lisse | 3 | 0,84 |
| Grp 5 | frottante | 1,5 | – |
| Grp 6 | frottante | 2 | 0,93 |
| Grp 7 | frottante | 2,5 | 0,91 |
| Grp 8 | frottante | 3 | 0,95 |
| Grp 9 | striée | 1,5 | 0,83 |
| Grp 10 | striée | 2 | 1,05 |
| Grp 11 | striée | 2,5 | 0,91 |
| Grp 12 | striée | 3 | 0,88 |

Les coefficients d'efficacité varient de 0,76 à 1,05 et montrent ainsi un effet de groupe négatif sauf dans un cas. On observe, cependant, une augmentation avec la rugosité.

Par ailleurs, l'interprétation des courbes permet d'ajouter les résultats suivants :

- le coefficient d'efficacité défini par rapport à la charge critique ne dépend pratiquement pas de la rugosité ou de l'espacement; en moyenne $C_e = 0,94$ (effet légèrement négatif);
- le coefficient d'efficacité sur la raideur (de la partie quasi linéaire initiale des courbes de chargement) ne dépend pratiquement pas de l'espacement; il dépend, en revanche, de l'état de surface: $C_k = 0,73$ (lisse); $C_k = 0,52$ (strié) et $C_k = 0,41$ (frottant).

□ Essais de chargement vertical de groupes de micropieux en carré et de fondations mixtes

L'effet de l'augmentation du nombre de micropieux dans un groupe a fait l'objet de l'étude suivante menée dans la centrifugeuse du LCPC de Nantes (Dubreucq, 1998, FO/96/10).

Les fondations testées sont présentées sur la figure 3.12. Il s'agit de 4 groupes de micropieux verticaux en carré ($N = 3 \times 3$, 4×4 , 5×5 et 6×6) avec semelle de liaison, d'une semelle carrée superficielle isolée et d'un bloc isolé carré.

Ces fondations sont disposées dans le même conteneur. La particularité de ces essais est que les semelles de liaison, la semelle isolée et le bloc ont tous les mêmes dimensions en plan, à savoir $160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$. Les dimensions des modèles réduits des micropieux sont $B = 6 \text{ mm}$ et $D = 25 \text{ cm}$. En ce qui concerne les groupes de micropieux, l'objet de l'étude est d'examiner l'influence de la densité des micropieux et de leur espacement pour une semelle de surface donnée.

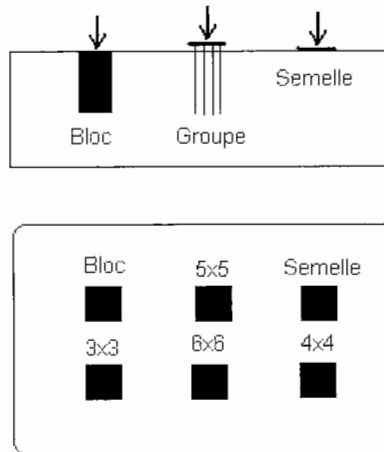


Figure 3.12. Conteneur de centrifugeuse et fondations testées.

La correspondance entre le nombre N de micropieux et l'espacement S est la suivante:

$$N = 3 \times 3 \quad S = 10B$$

$$N = 4 \times 4 \quad S = 6,5B$$

$$N = 5 \times 5 \quad S = 5B$$

$$N = 6 \times 6 \quad S = 4B$$

Les modèles sont à l'échelle $1/20$ (accélération 20 g). Les dimensions des fondations prototypes sont donc:

- semelle isolée et semelles de liaison: surface $3,2 \text{ m} \times 3,2 \text{ m}$;
- micropieux: $B = 120 \text{ mm}$, $D = 5 \text{ m}$;
- bloc: $3,2 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} \times 5 \text{ m}$.

Le sol est du sable de Fontainebleau moyennement dense ($I_D = 0,57$). Il a été mis en place par pluviation. Les essais à la boîte de cisaillement direct indiquent $\phi = 37^\circ$ et $c = 5 \text{ kPa}$. Les fondations sont mises en place par fonçage à 1 g . Elles sont chargées verticalement par paliers successifs (sous accélération de 20 g).

Une première série d'essais sur les groupes a été effectuée sans que la semelle de liaison ne soit en contact avec le sol. La figure 3.13 donne les courbes de chargement correspondantes, ainsi que celle du bloc (en grandeur « prototype »). Les essais n'ont pas tous été poussés jusqu'à la rupture à cause de la limitation de la capacité du vérin de chargement.

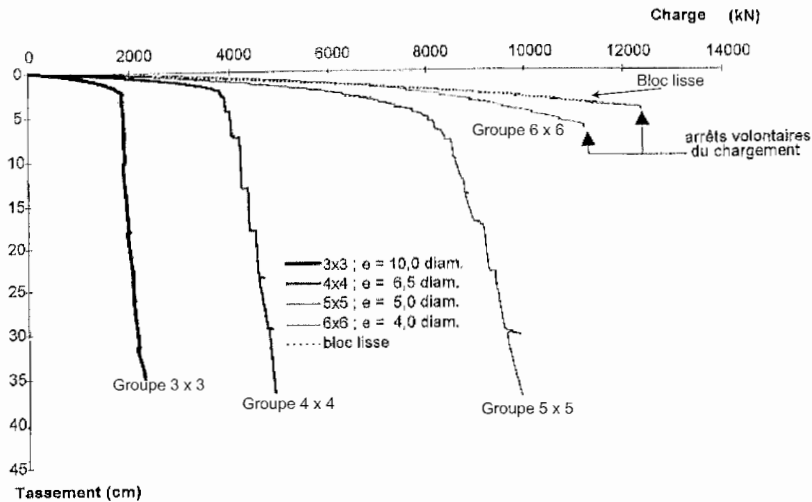


Figure 3.13. Courbes de chargement des groupes de micropieux et du bloc monolithique (essais en centrifugeuse).

L'espace entre les micropieux variant en même temps que le nombre de micropieux, il est difficile, *a priori*, de séparer leurs deux effets sur la portance totale du groupe.

Les principaux enseignements de cette série d'essais sont les suivants :

- la charge de fluage unitaire (par micropieu) augmente avec la densité du groupe ;
- si l'on prend le groupe 3×3 ($S/B = 10$) comme référence, on obtient les coefficients d'efficacité suivants pour les autres groupes (pour le tassement relatif $s/B = 0,1$) :

$$- \text{groupe } 4 \times 4 \ (S/B = 6,5) \quad : \quad \frac{C_e(4 \times 4)}{C_e(3 \times 3)} = 1,18$$

$$- \text{groupe } 5 \times 5 \ (S/B = 5) \quad : \quad \frac{C_e(5 \times 5)}{C_e(3 \times 3)} = 1,53$$

$$- \text{groupe } 6 \times 6 \ (S/B = 4) \quad : \quad \frac{C_e(6 \times 6)}{C_e(3 \times 3)} > 1,48$$

- le comportement du groupe le plus dense 6×6 ($S = 4 B$) est proche de celui du bloc monolithique.

Afin de déterminer la charge reprise par les semelles de liaison, les trois fondations (3×3 , 4×4 et 5×5) furent ensuite enfoncées dans le sable jusqu'à ce que leur semelle soit en contact avec le sol, constituant ainsi une fondation « mixte » (semelle + micropieux). L'enfoncement de la fondation mixte avec 6×6 micropieux n'a pu être réalisé, à cause de la limite du vérin de chargement.

La figure 3.14 donne les courbes de chargement de ces fondations, comparées à celle de la semelle isolée. L'analyse de ces résultats montre que les capacités portantes des fondations mixtes avec 3×3 et 4×4 micropieux sont sensiblement celles des groupes de micropieux augmentées de celle de la semelle isolée. En effet, les courbes de chargement de ces fondations mixtes (après contact de la semelle avec le sol), sont approximativement parallèles à la courbe de chargement de la semelle isolée. On a pu également noter un comportement similaire de ces trois fondations lors du déchargement. En revanche, il est intéressant de relever que le comportement de la fondation mixte avec 5×5 micropieux est différent tant durant le chargement que durant le déchargement, du moins pour la partie de courbe de chargement qui a pu être obtenue (les essais ont dû être arrêtés à la limite de capacité du vérin, à savoir 13 MN). Si ce point pouvait être vérifié, il confirmerait qu'à partir d'une certaine densité de micropieux, le comportement du groupe de micropieux s'identifie plus à celui d'un bloc qu'à celui d'une « juxtaposition » de micropieux isolés en interaction.

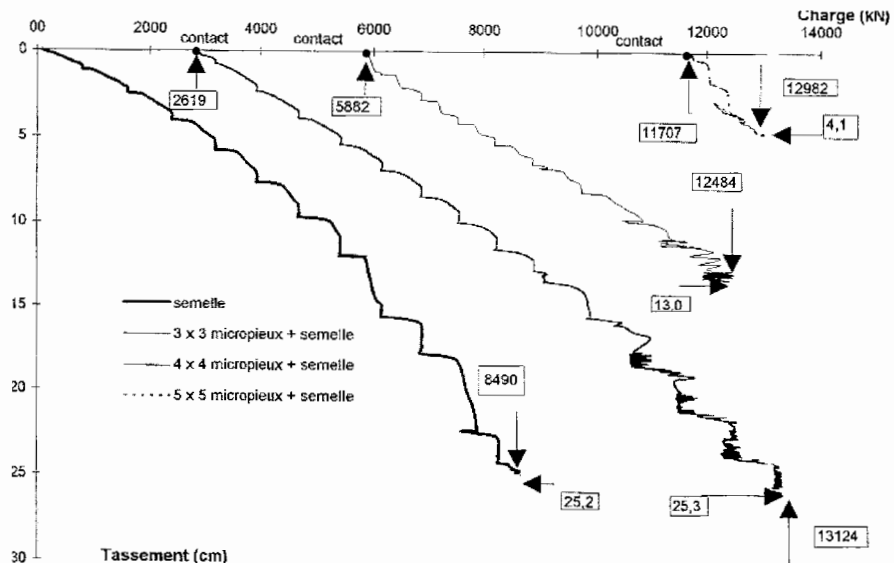


Figure 3.14. Comparaison des courbes de chargement vertical des quatre fondations mixtes et de la semelle isolée (essais en centrifugeuse).

□ Essais de chargement vertical de groupes de 18 micropieux

Des essais de chargement vertical de groupes et de réseaux de 18 micropieux ont également été réalisés en centrifugeuse par Rault et Noblet (2000) et Haza *et al.* (2001, FO/98-99/07) (voir chapitre 4, § 4.2.3). Ces essais, reprenant la configuration des groupes et des réseaux de 18 micropieux testés par Lizzi (1978), ont été effectués dans deux conteneurs.

Les modèles réduits centrifugés ont été réalisés à l'échelle 1/10 sous une accélération de 10 g. Les principales caractéristiques de ces essais sont les suivantes :

- micropieux prototypes de diamètre 20 mm et de longueur 200 cm ;
- entraxe $S/B = 7$;
- indice de densité du sable $I_D = 0,80$ pour le premier conteneur et $I_D = 0,85$ pour le second conteneur.

Pour les groupes de micropieux verticaux, les coefficients d'efficacité obtenus, par rapport aux micropieux isolés de référence, sont :

- $C_e = 1,61$ pour le premier conteneur ;
- $C_e = 1,56$ pour le second conteneur.

Notons que l'essai de chargement vertical du groupe de 18 micropieux réalisé par Lizzi (1978), en cuve expérimentale, avec des micropieux de 20 mm de diamètre et 2 m de longueur moulés dans du sable (dont la densité est malheureusement inconnue), ont montré un coefficient d'efficacité global $C_e = 1,68$, ce qui est proche des présents résultats.

□ Essais de chargement horizontal de groupes de deux et trois pieux

Des essais de chargement transversal de modèles réduits de pieux ont été réalisés par Remaud (1999). Les pieux prototypes ont une longueur de 12 m, un diamètre de 0,72 m et étaient fichés dans un massif de sable de Fontainebleau dense ($\gamma_s = 16,4 \text{ kN/m}^3$ et $I_D = 0,97$).

Deux configurations de groupes sont étudiées : un groupe de deux pieux et un groupe de trois pieux sont chargés horizontalement en tête. Deux types de mise en place des pieux sont également testés : la mise en place par refoulement du sol (battage ou vérinage), et la mise en place sans refoulement du sol (moulage ou forage). Les espacements varient de $S = 2 B$ à $S = 8 B$. Dans tous les cas, il est imposé en tête un même déplacement pour tous les pieux.

Bien que le diamètre prototype ($B = 0,72 \text{ m}$) ne permette pas de parler *stricto sensu* de micropieux, certains résultats sur l'interaction de groupe semblent devoir rester valables pour les micropieux.

Dans le cas d'un couple de pieux disposés en ligne selon l'axe de chargement, l'effet de groupe est significatif pour les espacements S/B inférieurs à 4. Pour les espacements S/B supérieurs à 6, les pieux du groupe se comportent comme des pieux isolés.

Les figures 3.15 et 3.16 montrent les courbes de chargement des couples de pieux disposés en ligne et mis en place respectivement avec et sans refoulement du sol, comparées à celle du pieu isolé de référence. Le déplacement des couples est plus grand que celui du pieu isolé.

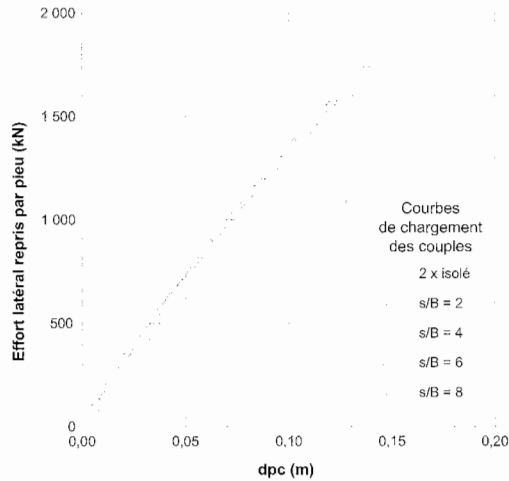


Figure 3.15. Courbes de chargement de couples de pieux mis en place avec refoulement du sol (essais en centrifugeuse).

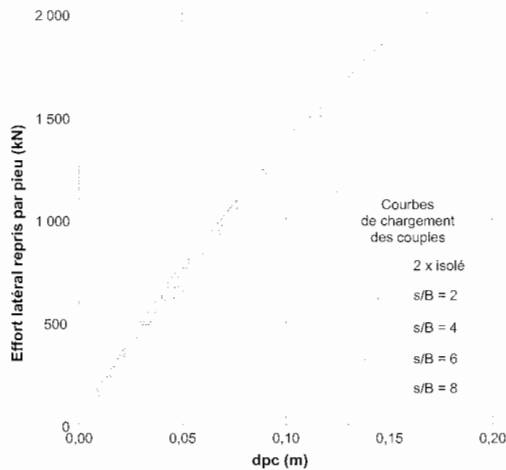


Figure 3.16. Courbes de chargement horizontale de couples de pieux mis en place sans refoulement du sol (essais en centrifugeuse).

La figure 3.17 montre les courbes de chargement mesurées pour les pieux avant (dans le sens du déplacement du groupe), mis en place sans refoulement du sol. Le comportement du pieu avant est proche de celui du pieu isolé de référence.

La figure 3.18 montre les courbes de chargement mesurées pour les pieux arrière, mis en place sans refoulement du sol. Le pieu arrière est moins résistant que le pieu avant à cause de l'effet d'ombre qui se développe.

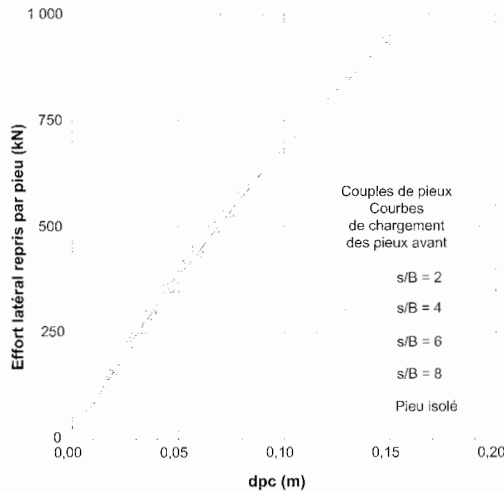


Figure 3.17. Courbes de chargement des pieux avant mis en place sans refoulement du sol (essais en centrifugeuse).

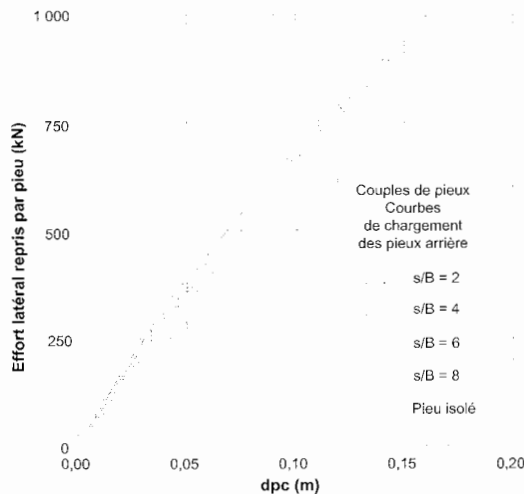


Figure 3.18. Courbes de chargement des pieux arrière mis en place sans refoulement du sol (essais en centrifugeuse).

Afin de tenir compte de cet effet de groupe, ou effet d'ombre, des modifications sur les courbes de réaction p - y sont proposées par Remaud (1999). Pour un déplacement donné, la réaction p du sol est réduite par un coefficient P_m variant avec l'espacement S/B entre les pieux.

La figure 3.19 résume les coefficients de réduction P_m pour les pieux avant et arrière dans le cas du groupe de deux pieux disposés en ligne. Le coefficient P_m pour le pieu avant est égal à 1. Pour le pieu arrière, ce coefficient varie de 0,5 à 1 lorsque S/B varie de 2 à 8.

La figure 3.19 compare également les coefficients de réduction proposés à ceux donnés dans la littérature. On remarque que les coefficients de réduction proposés sont moins pénalisants que ceux donnés dans la littérature.

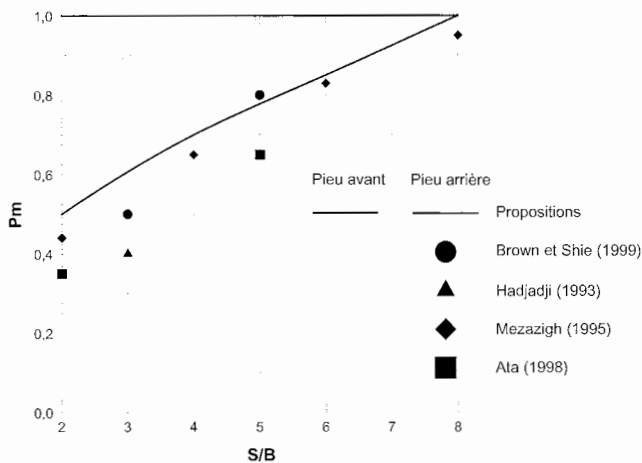


Figure 3.19. Coefficients de réduction P_m pour les couples de pieux mis en place avec ou sans refoulement du sol. Comparaison avec ceux de la littérature.

Les figures 3.20 et 3.21 montrent les courbes de chargement des groupes de trois pieux disposés en ligne et mis en place avec et sans refoulement du sol respectivement. Dans le cas des groupes de trois pieux mis en place sans refoulement du sol, contrairement au cas des couples de deux pieux, le pieu avant ne se comporte pas comme le pieu isolé de référence (Fig. 3.21). L'effort transversal se répartit dans le groupe à environ 38 % sur le pieu avant et 31 % sur les pieux milieu et arrière.

Les essais réalisés montrent, comme pour les groupes de deux pieux, qu'il existe un effet de groupe appréciable pour les espacements S de $2 B$ et de $4 B$, mais qu'il est à peu près inexistant pour $S = 8 B$.

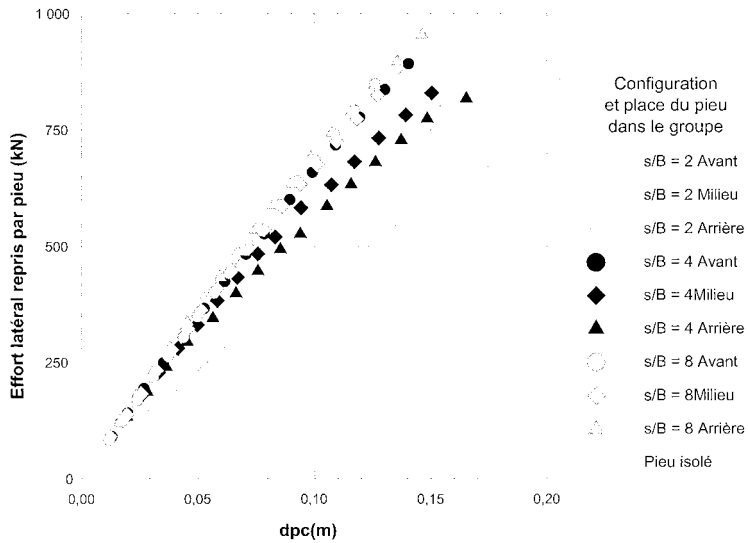


Figure 3.20. Courbes de chargement horizontal des pieux avant, milieu et arrière des groupes de 3 pieux disposés en ligne et mis en place avec refoulement du sol (essais en centrifugeuse).

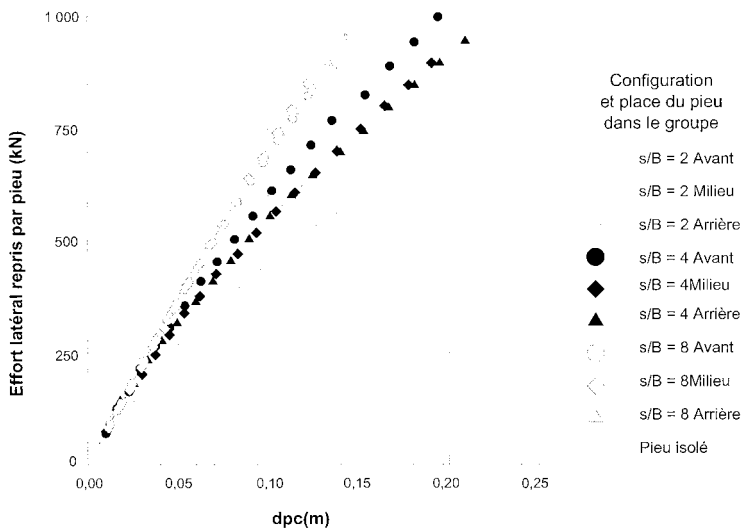


Figure 3.21. Courbes de chargement horizontal des pieux avant, milieu et arrière des groupes de 3 pieux disposés en ligne et mis en place sans refoulement du sol (essais en centrifugeuse).

Les coefficients moyens de réductions P_m proposés par Remaud (1999) sont résumés sur la figure 3.22.

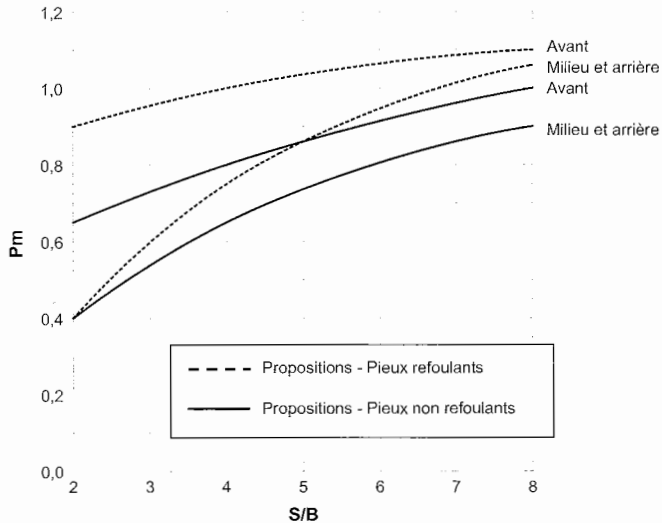


Figure 3.22. Valeurs moyennes proposées pour le coefficient de réduction P_m pour les groupes de 3 pieux disposés en ligne, en fonction de l'espacement entre les pieux.

Pour les groupes de pieux disposés en rang, c'est-à-dire dans le sens perpendiculaire à l'axe du chargement, une seule configuration a été étudiée dans la centrifugeuse par Remaud (1999) : trois pieux tels que $S = 2B$. Elle montre que le comportement de chacun des pieux est affecté par la proximité des 2 autres pieux. Remaud propose d'appliquer un coefficient de réduction $P_m = 0,8$ à $0,9$ sur les réactions du sol, pour modifier les courbes de réaction $P-\gamma$ des trois pieux.

3.2.4. Essais en cuve expérimentale (laboratoire 3S de Grenoble)

Des études expérimentales du comportement de groupes de micropieux ont été menées dans la grande cuve expérimentale du Laboratoire 3S de l'Université de Grenoble (Foray *et al.* 1995, FO/94/13). La figure 3.23 montre l'ensemble du dispositif expérimental utilisé. La cuve d'essai a un diamètre de 1,20 m et une hauteur de 1,50 m. Le remplissage s'effectue à l'aide d'un système classique de pluviation et permet d'obtenir un massif avec une densité homogène.

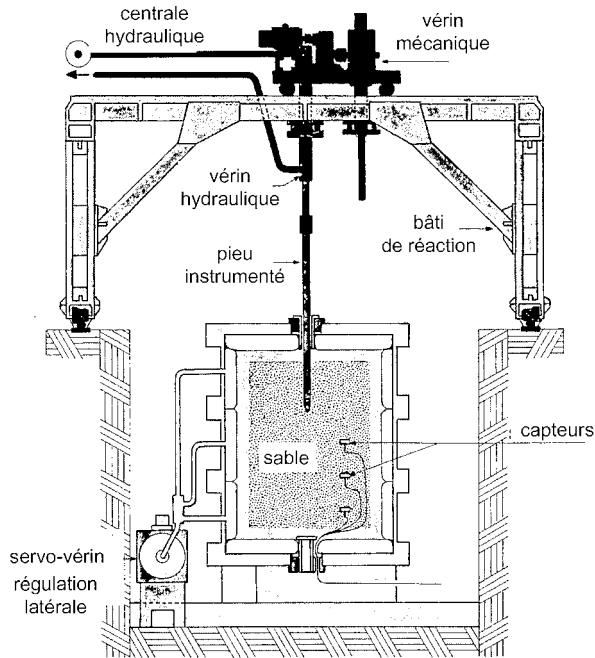


Figure 3.23. Cuve expérimentale du laboratoire 3S.

□ Essais de chargement vertical de groupes de quatre micropieux

Une première étude a été réalisée sur des groupes de quatre micropieux, dont deux sont instrumentés avec trois niveaux de jauges extensométriques.

Le sable utilisé est du sable de Fontainebleau dans un état moyennement dense ($w = 8\%$, $\gamma_d = 13,5 \text{ kN/m}^3$, $I_D \approx 0,5$; $p_l \approx 0,5 \text{ MPa}$).

Les micropieux sont des tubes d'acier foncés, de diamètre $B = 25 \text{ mm}$ et de fiche $D = 1,0 \text{ m}$. Ils sont enduits de sable collé pour obtenir un état de surface rugueux.

Deux groupes de quatre micropieux ont été testés sous chargement vertical, avec la variation des paramètres suivante: entraxe $S = 2B$ et $S = 3B$, surcharge verticale sur la surface du massif $q = 0$ et $q = 100 \text{ kPa}$. Dans tous les cas, la déformation latérale est nulle (condition K_0).

Une comparaison a été faite initialement, avec surcharge verticale nulle, entre un micropieu isolé foncé et un micropieu « moulé », c'est-à-dire avec une mise en place du sol autour du micropieu (Fig. 3.24).

Pour le micropieu moulé, sous un tassement $s = 0,1 B$, la pression en pointe est faible ($q_p = 0,8 \text{ MPa}$) et le frottement axial mobilisé est maximal ($q_s = 6 \text{ à } 7 \text{ kPa}$), diminuant peu pour des tassements ultérieurs plus importants. Pour le micropieu foncé, la pression de pointe, sous le même tassement, est beaucoup plus élevée ($q_p = 4,3 \text{ MPa}$). Le frottement axial présente un pic ($q_s = 6 \text{ à } 8 \text{ kPa}$), puis une chute rapide pour atteindre une valeur résiduelle de l'ordre de 2 kPa . Le fonçage des micropieux tend donc à diminuer le frottement axial en dépit du refoulement du sol et à augmenter, au contraire, l'effort de pointe. Ce phénomène peut s'expliquer par les grands déplacements induits dans le sol le long du fût du micropieu.

Les essais suivants de chargement vertical ont été réalisés, tous sur des micropieux foncés (sensés, *a priori*, se rapprocher de micropieux injectés) :

- série 1 : $q = 0$; $S = 2 B$;
- série 2 : $q = 0$; $S = 3 B$;
- série 3 : $q = 100 \text{ kPa}$; $S = 2 B$;
- série 4 : $q = 100 \text{ kPa}$; $S = 3 B$.

Dans chaque groupe deux micropieux (le premier et le dernier foncés) ont été instrumentés, ce qui permet de déterminer l'effort de pointe et le frottement axial mobilisé le long du fût. En ce qui concerne la mise en place, on relève que le fonçage du dernier micropieu du groupe est rendu plus difficile par le fonçage des trois premiers micropieux par suite de la densification du sol.

Le tableau 3.4 synthétise les pressions en pointe sous $s = 0,1 B$ et les frottements moyens maximaux obtenus pour tous les essais de micropieux foncés. Les frottements axiaux maximaux sont obtenus pour un tassement de $s = 1 \text{ mm}$ pour les micropieux isolés et de plusieurs millimètres pour les groupes.

Tableau 3.4. Synthèse des valeurs de pression en pointe et de frottement limite.

| | Pression en pointe q_p (MPa) | | | Frottement moyen q_s maximal (kPa) | | |
|-------------------|--------------------------------|------------|------------|--------------------------------------|------------|------------|
| | Isolé | Groupe 2 B | Groupe 3 B | Isolé | Groupe 2 B | Groupe 3 B |
| Surface libre | 4,3 MPa | 4,5 MPa | 3,25 MPa | 6 - 8 kPa | 8 - 12 kPa | 18 kPa |
| Surcharge 100 kPa | 5 MPa | 5 MPa | 4 MPa | 21 kPa | 30-50 kPa | 40-50 kPa |

Dans le cas de la surface libre, les résultats du chargement du groupe de quatre micropieux, espacés de $2B$, sont semblables en pointe à ceux obtenus pour le micropieu isolé foncé. Les frottements maximaux sont cependant plus élevés. Ainsi un effet de groupe semble jouer sur le frottement latéral, par le phénomène d'enserrement du sol entre les micropieux. Le chargement du deuxième groupe, dont l'espacement entre les micropieux est de $3 B$, donne une charge de pointe inférieure à celle du pieu isolé et un frottement moyen maximal supérieur à celui du

groupe avec $S = 2B$. Ce dernier point semble montrer qu'il existe un entraxe optimum.

Les essais sur les 2 groupes de 4 micropieux avec une surcharge en tête de 100 kPa montrent que le frottement latéral moyen maximum est de 30 à 50 kPa et ne dépend guère de l'espacement des micropieux. Cette valeur est nettement supérieure à celle du frottement latéral du micropieu isolé foncé (21 kPa), ce qui semble indiquer que le frottement augmente avec l'enserrement. On remarque, par ailleurs, que la pression de pointe est semblable à celle du pieu isolé.

Sur la figure 3.24, sont présentées, en plus des courbes de chargement des micropieux isolés, les courbes de chargement des deux groupes de micropieux espacés de $2B$ et de $3B$ et sans surcharge en surface ($q = 0$). On constate que la charge limite totale du groupe avec espacement de $3B$ est inférieure d'environ 30 % à celle du groupe avec espacement de $2B$. Pour $S = 3B$, le coefficient d'efficacité est voisin de 1 (absence de tout effet de groupe).

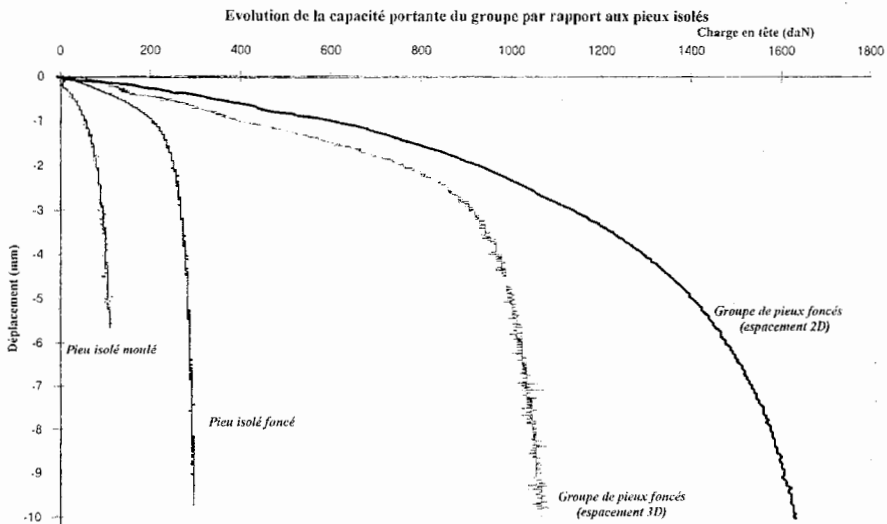


Figure 3.24. Comparaison des courbes de chargement des micropieux isolés et des deux groupes de quatre micropieux foncés espacés de $2B$ et de $3B$ (sans surcharge en tête).

Les valeurs du coefficient d'efficacité sont données dans le tableau 3.5 pour deux valeurs du tassement (pour la définition du coefficient d'efficacité sous chargement vertical, voir § 3.2.1). Il faut remarquer que le coefficient d'efficacité augmente avec le tassement pris comme référence pour définir la charge limite. Pour

le groupe avec $S = 2 B$, l'effet de groupe est assez clairement positif: C_e est compris entre 1,1 et 1,31.

Tableau 3.5. Valeurs du coefficient d'efficacité.

| Tassement de référence | Surface libre | | Surcharge 100 kPa | |
|---|---------------|------------|-------------------|------------|
| | Groupe 2 B | Groupe 3 B | Groupe 2 B | Groupe 3 B |
| 0,1 B | 1,1 | 0,85 | 1,2 | 0,8 |
| 0,1 × largeur du groupe au niveau de la surface du sol (3 B ou 4 B) | 1,33 | 1,23 | 1,31 | 0,9 |

On donne dans le tableau 3.6, d'une part, le rapport R_s , défini comme le rapport du tassement du groupe au tassement du micropieu isolé sous la même charge moyenne, et d'autre part, le coefficient de réduction R_g , défini comme le rapport du tassement du groupe au tassement du micropieu isolé, pour la même charge totale appliquée (Poulos et Davis, 1990). Dans le cas présent: $R_s = 4 R_g$. Le coefficient R_g apparaît fortement influencé par l'espacement entre les micropieux. Pour $S = 2 B$, le tassement du groupe est presque de moitié inférieur à ce qu'il est pour $S = 3 B$.

Tableau 3.6. Effet de groupe sur les tassements pour les essais à surface libre.

| | Coefficient de réduction du groupe R_g | Rapport de tassement du groupe $R_s = 4 R_g$ |
|-----------|---|---|
| Groupe 3B | 0,725 | 2,9 |
| Groupe 2B | 0,415 | 1,66 |

□ Essais de chargement de 18 micropieux

Des essais sur des groupes et des réseaux de 18 micropieux ont également été menés dans la grande cuve expérimentale du laboratoire 3S (Foray et Estephan, 2001, FO/98-99/09).

La dimension des micropieux et celle des groupes ont été choisies de façon à se rapprocher de la configuration adoptée par Lizzi (1978), à savoir un groupe de 18 micropieux rugueux (sable collé), de dimensions $B = 20$ mm et $D = 2$ m et moulés dans du sable avec un espacement relatif $S/B = 7$.

Les essais ont été effectués dans un massif de sable de Fontainebleau reconstitué dans des conditions de densité bien contrôlées. Les modèles de micropieux ont été ici installés par fonçage de façon à créer un refoulement latéral du sol.

Le remplissage est effectué à l'aide d'un système classique de pluviométrie et permet d'obtenir un indice de densité homogène I_D voisin de 0,5. Le fonçage des mi-

cropieux et le chargement statique des groupes sont assurés par un vérin hydraulique.

Le diamètre extérieur des micropieux est $B = 10$ mm et ils ont été enfoncés de 1 m dans le sable de façon à simuler un élancement L/B de 100, comme pour les micropieux de Lizzi (1978).

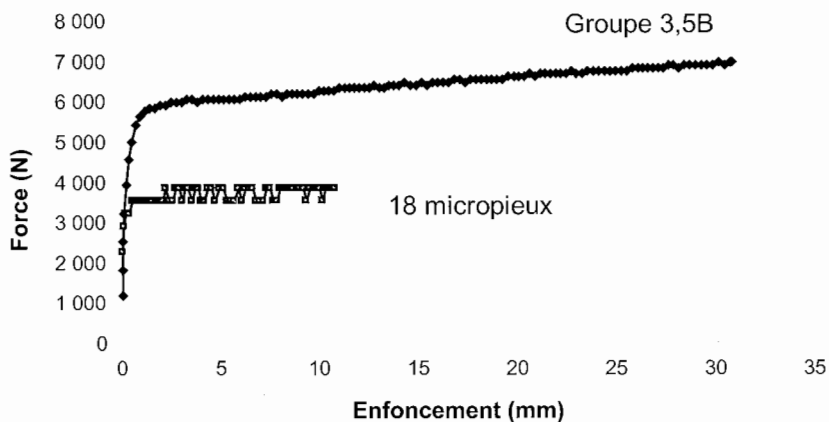
Cinq groupes ont été testés, avec des espacements de $3,5 B$ et $7 B$. Ils sont installés suivant deux cercles concentriques avec 9 micropieux par cercle.

Le tableau 3.7 résume, pour chaque essai de chargement, les caractéristiques géométriques du groupe testé, ainsi que l'indice de densité du sable mis en place. Dans chaque cuve, un essai sur un micropieu isolé et instrumenté a été effectué au préalable.

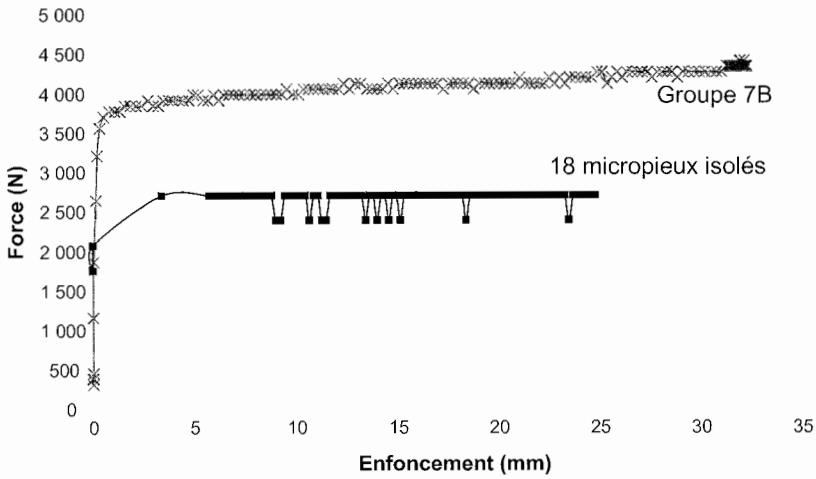
Tableau 3.7. Caractéristiques des divers essais de chargement des groupes de 18 micropieux en cuve expérimentale.

| Cuve d'essai | I_D | S/B | Géométrie |
|--------------|----------|-------|----------------------|
| 1998-1 | 0,43 | 3,5 | Micropieux verticaux |
| 1998-2 | 0,5 | 7 | Micropieux verticaux |
| 1999-2 | 0,5 | 7 | Micropieux verticaux |
| 1999-3 | 0,5 | 3,5 | Micropieux verticaux |
| 2001-1 | 0,45-0,5 | 7 | Micropieux verticaux |

Les figures 3.25a et 3.25b donnent les courbes de chargement vertical des essais 1999-2 ($S/B = 7$) et 1999-3 ($S/B = 3,5$). Ainsi que les courbes de chargement des micropieux isolés de référence (charges multipliées par 18).



a- Courbe de chargement du groupe de 18 micropieux espacés de 3,5 B (1999-3).



b- Courbe de chargeement de 18 micropieux espacés de 7 B (1999-2).

Figure 3.25. Courbes de chargeement de groupes de 18 micropieux en cuve expérimentale.

Les coefficients d'efficacité des groupes obtenus pour l'ensemble des essais de chargeement vertical sont donnés dans le tableau 3.8. Ces coefficients ont été déterminés pour plusieurs valeurs du tassement global (1 mm, 3 mm, 5 mm, 10 mm et 25 mm). Les coefficients d'efficacité des groupes (de 18 micropieux) indiquent un effet de groupe toujours positif ($C_e > 1$) (sauf pour le premier groupe avec $S = 3,5 B$ sous 1 mm de tassement).

Les coefficients d'efficacité des groupes varient de $C_e = 1,40$ à $C_e = 2,24$ pour les 2 essais avec $S = 7 B$ (hors essai 1998-2 douteux) et de $C_e = 1,62$ à $C_e = 1,92$ pour l'essai avec $S = 3,5 B$ (hors essai 1998-1 douteux). Ces valeurs sont élevées par rapport aux valeurs classiques et peuvent provenir d'un enserrement plus grand du fait du grand nombre de micropieux. Rappelons que Lizzi (1978) a donné $C_e = 1,68$ pour $S/B = 7$.

Tableau 3.8. Coefficients d'efficacité des groupes chargés verticalement ($S/B = 7$ et $3,5$).

| | Groupe 7 B | | | | | Groupe 3,5 B | | | | |
|---------|------------|------|------|-------|-------|--------------|------|------|-------|-------|
| | 1 mm | 3 mm | 5 mm | 10 mm | 25 mm | 1 mm | 3 mm | 5 mm | 10 mm | 25 mm |
| 1998 -1 | | | | | | 0,30 | 1,28 | 1,66 | 1,94 | |
| 1998 -2 | 2,37 | 2,09 | 2,04 | 2,03 | 2,07 | | | | | |
| 1999 -2 | 1,40 | 1,43 | 1,48 | 1,48 | 1,59 | | | | | |
| 1999 -3 | | | | | | 1,62 | 1,71 | 1,58 | 1,78 | 1,92 |
| 2001 -1 | | | | 2,02 | 2,24 | | | | | |

Lors de l'installation des micropieux, la résistance à la pénétration a augmenté avec l'ordre d'installation. Ceci montre qu'un resserrement du sol se produit entre les micropieux. Les données des micropieux instrumentés ont montré que les résistances de pointe des micropieux du groupe sont très voisines de celles du micropieu isolé. Par contre, le frottement mobilisé par les micropieux du groupe est bien plus fort que celui du micropieu isolé. Ceci confirme le fait que l'effet de groupe est essentiellement dû au resserrement du sol entre les inclusions.

En ce qui concerne l'effet de l'espacement, les essais de chargement réalisés montrent l'amélioration de la capacité portante pour le groupe avec $S = 3,5 B$, par rapport au groupe avec $S = 7 B$ (essais de 1999). Le coefficient d'efficacité varie de $C_e = 1,62$ à $C_e = 1,92$ pour le groupe de micropieux espacés de $S = 3,5 B$ et $C_e = 1,4$ à $C_e = 1,59$ pour le groupe espacé de $S = 7 B$.

3.2.5. Essais en chambre d'étalonnage (Cermes)

□ Essais en minichambre d'étalonnage

Une première série d'essais de groupes a été menée au Cermes dans la chambre d'étalonnage de petites dimensions (diamètre: 18 cm; hauteur: 40 cm).

Les essais réalisés dans cette minichambre par Francis *et al.* (1996, FO/94/14) sont au nombre de 42. Ils comportent trois séries différentes: les essais sur un micropieu isolé non instrumenté (18 essais), les essais sur un modèle de micropieu instrumenté en pointe – minipénétromètre – (9 essais) et les essais sur des groupes de 5 micropieux (15 essais). Le tableau 3.9 donne les principales caractéristiques des 15 essais de groupe, dont σ_c est la contrainte de consolidation (confinement) du sol.

Le sol utilisé est un sable de Fontainebleau ($I_D \approx 0,36$ à $0,76$). Les micropieux modèles ont 11,2 mm de diamètre. Ils sont constitués d'un manchon de 20 cm de long, terminé par une pointe conique ou plate. L'ensemble est chargé par une tige coulissant à l'intérieur d'une gaine. Ce dispositif permet de solliciter le tiers central du massif de sable en minimisant les effets de bord.

Tableau 3.9. Caractéristiques des essais réalisés sur groupes de 5 micropieux modèles en minichambre d'étalonnage.

| Essai | I_D | σ_c (kPa) | Pointe | Espacement S |
|-------|-------|------------------|---------|--------------|
| MPG1 | 0,5 | 25 | Conique | 2,1 B |
| MPG2 | 0,5 | 50 | Conique | 2,1 B |
| MPG3 | 0,5 | 100 | Conique | 2,1 B |
| MPG4 | 0,5 | 200 | Conique | 2,1 B |
| MPG5 | 0,36 | 100 | Conique | 2,1 B |
| MPG6 | 0,76 | 100 | Conique | 2,1 B |
| MPG7 | 0,5 | 25 | Plate | 2,1 B |
| MPG8 | 0,5 | 50 | Plate | 2,1 B |
| MPG9 | 0,5 | 100 | Plate | 2,1 B |
| MPG10 | 0,5 | 200 | Plate | 2,1 B |
| MPG11 | 0,36 | 100 | Plate | 2,1 B |
| MPG12 | 0,76 | 100 | Plate | 2,1 B |
| MPG13 | 0,36 | 100 | Plate | 1,5 B |
| MPG14 | 0,36 | 100 | Plate | 2,1 B |
| MPG15 | 0,76 | 100 | Plate | 2,1 B |

Les groupes sont des cellules élémentaires simplifiées de 5 micropieux. La figure 3.26 présente la géométrie de ces cellules et en montre la justification par rapport à un groupe « infini ». Le comportement effort-déplacement de l'ensemble de la cellule et le comportement du micropieu central sont mesurés séparément. La figure 3.27 est un exemple typique des résultats obtenus: la charge de rupture est quasiment proportionnelle à la contrainte de consolidation σ_c . Par ailleurs, les raideurs et résistances augmentent avec l'indice de densité et l'influence de la forme de la pointe n'est marquée que pour une forte contrainte de consolidation.

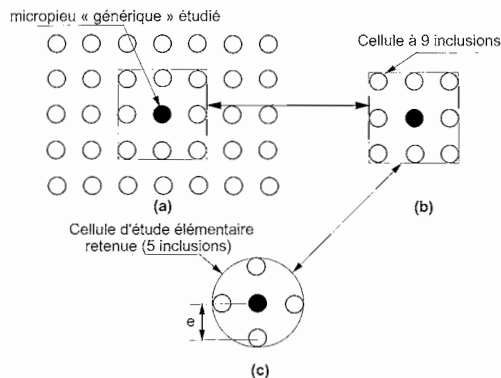


Figure 3.26. Géométrie des cellules élémentaires à 5 micropieux.

Essais de chargement de micropieux modèles

Dispositif: minichambre d'étalonnage

Type d'inclusions: $\phi = 11,2$ mm; fût rugueux; pointe plate

Type de sol: sable de Fontainebleau F

Configuration: inclusions en groupe

Caractéristique du chargement: déplacement contrôlé, 300 $\mu\text{m}/\text{nm}$

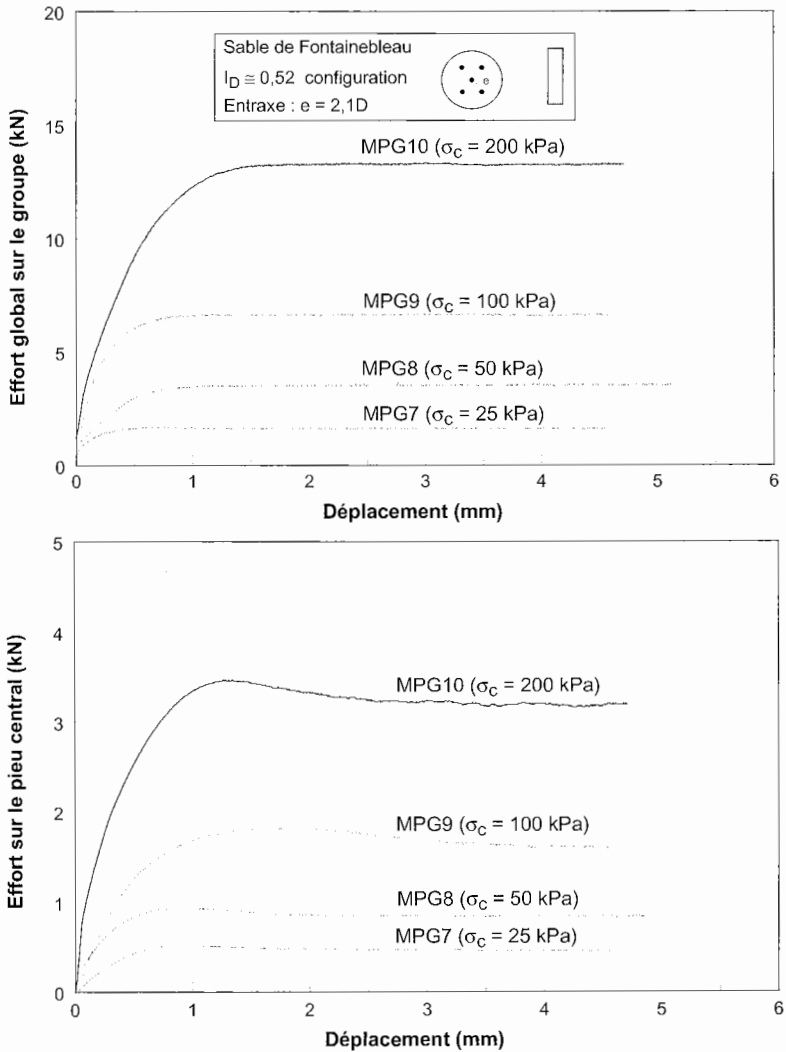


Figure 3.27. Influence de la contrainte de consolidation sur le comportement d'un groupe de 5 micropieux.

L'influence de l'espacement des micropieux a été examinée pour $I_D = 0,36$ (sable lâche). Lorsque l'entraxe passe de $S = 1,5 B$ à $S = 2,1 B$, la charge de rupture globale augmente de 20 % et celle sur le pieu central de 10 %, montrant par là qu'il existe une valeur d'entraxe optimale.

En ce qui concerne le coefficient d'efficacité du groupe C_{eg} ou du micropieu central C_{ec} , il faut relever les éléments suivants, valables pour $S = 2,1 B$:

- C_{eg} croît avec σ_c et décroît avec I_D , mais reste toujours inférieur à 1 ($0,59 < C_e < 0,95$);
- C_{ec} croît également avec σ_c et décroît avec I_D . Pour la série d'essais pratiquée ici, il atteint au maximum 1,17 (pour $\sigma_c = 100$ kPa, $I_D = 0,36$, fût rugueux et pointe plate).

□ Essais en chambre d'étalonnage

Francis *et al.* (1999, FO/97/06) examinent le comportement de micropieux modèles sous chargement vertical en chambre d'étalonnage de diamètre 52 cm et de hauteur 70 cm.

Les micropieux utilisés dans cette étude ont un diamètre de 20 mm et une longueur de 50 cm et sont mis en place par fonçage dans le massif de sable à densité contrôlée (indice de densité de référence $I_D = 0,50$). Certains micropieux sont instrumentés pour la mesure séparée du frottement latéral et de l'effort de pointe.

La disposition des micropieux dans le groupe est la même que pour la minichambre d'étalonnage (Francis *et al.*, 1996, FO/94/14) (Fig. 3.26). Les principales caractéristiques des essais de groupe sous chargement vertical monotone (de compression) sont données dans le tableau 3.10 où σ_h et σ_v sont les contraintes de confinement horizontale et verticale appliquées sur le massif de sol.

Tableau 3.10. Caractéristiques des essais de chargement monotone sur des groupes.

| Essai | I_D | σ_h (kPa) | σ_v (kPa) | K_0 | Espacement S | Ordre d'installation |
|-------|-------|------------------|------------------|-------|--------------|----------------------|
| CGM1 | 0,50 | 50 | 125 | 0,4 | 3B | C1 |
| CGM2 | 0,50 | 100 | 250 | 0,4 | 3B | C1 |
| CGM3 | 0,50 | 20 | 500 | 0,4 | 3B | C1 |
| CGM4 | 0,50 | 100 | 250 | 0,4 | 3B | C3 |
| CGM5 | 0,50 | 100 | 250 | 0,4 | 3B | C5 |
| CGM6 | 0,50 | 100 | 250 | 0,4 | 2,5B | C5 |
| CGM7 | 0,50 | 100 | 250 | 0,4 | 3,5B | C5 |
| CGM8 | 0,50 | 100 | 250 | 0,4 | 4,2B | C5 |
| CGM9 | 0,45 | 100 | 250 | 0,4 | 2,8B | C1 |
| CGM10 | 0,55 | 100 | 250 | 0,4 | 2,8B | C1 |
| CGM11 | 0,80 | 100 | 250 | 0,4 | 2,8B | C1 |

Les essais de chargement monotone sur les groupes visent à étudier :

- l'influence de l'ordre d'installation des micropieux (essais CGM2, CGM4 et CGM5);
- l'influence de l'entraxe entre les micropieux (essais CGM5, CGM6, CGM7 et CGM8);
- l'influence de l'indice de densité du massif de sable (essais CGM9, CGM10 et CGM11).

En ce qui concerne l'ordre d'installation, la figure 3.28 illustre l'intérêt de la mise en place dite « C5 », c'est-à-dire celle dans laquelle le micropieu central est mis en place après les pieux de périphérie (ou de coin), profitant ainsi d'une densification maximale.

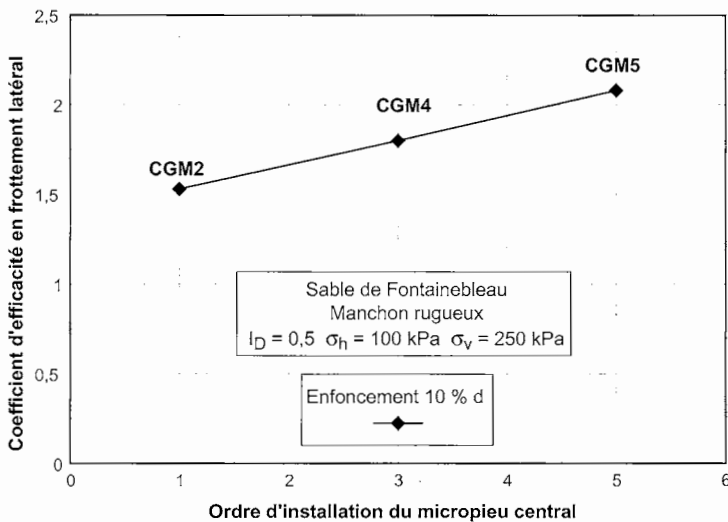


Figure 3.28. Coefficient d'efficacité du groupe de 5 micropieux chargé verticalement en fonction de l'ordre d'installation du micropieu central.

Les figures 3.29 et 3.30 présentent les valeurs des coefficients partiels d'efficacité sur le frottement latéral C_{EPf} et sur la pointe C_{EPq} du micropieu central (mis en place, ici, après les quatre autres micropieux) par rapport au micropieu isolé. On constate que, pour la densité utilisée, l'effet de groupe est toujours bénéfique sur le frottement axial; en revanche, pour la pointe, l'effet est négatif ou, au mieux, nul.

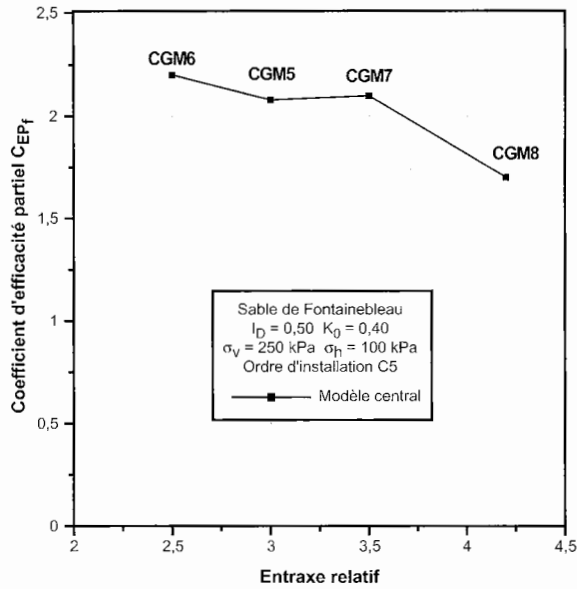


Figure 3.29. Groupes de 5 micropieux sous chargement vertical: coefficient d'efficacité partiel (frottement axial) du micropieu central en fonction de l'espacement entre les micropieux.

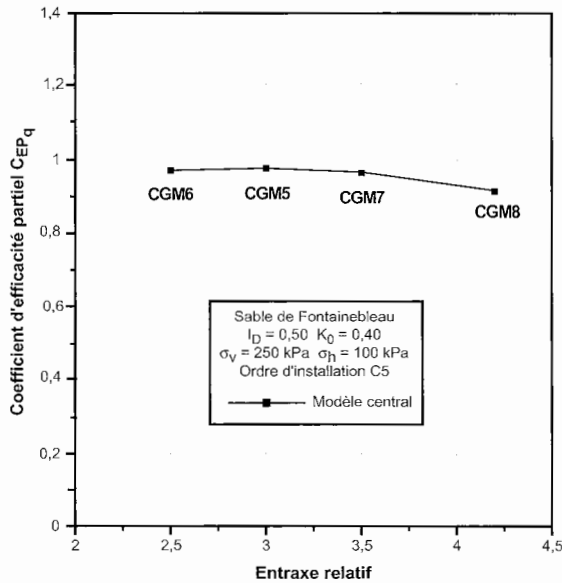


Figure 3.30. Groupes de 5 micropieux sous chargement vertical: coefficient d'efficacité partiel (en pointe) du micropieu central, en fonction de l'espacement entre les micropieux.

En ce qui concerne le coefficient d'efficacité C_{eg} , on note que, pour l'ensemble des essais, il est inférieur à 1 : $0,75 < C_{eg} < 0,87$.

Les résultats concernant l'influence de la densité pour la mise en place C1 (micropieu central foncé en premier) sont présentés de manière analogue sur la figure 3.31, qui donne les coefficients partiels d'efficacité, pour le frottement et la résistance de pointe, du micropieu central, comparés au coefficient global de l'ensemble du groupe (trouvé inférieur à 1). Ces essais montrent une légère diminution des coefficients d'efficacité (partiel et global) lorsque l'indice de densité croît jusqu'à 0,8. L'élément le plus intéressant est l'excellent résultat obtenu, en terme d'efficacité, pour le frottement latéral sur l'inclusion centrale : $C_{EPf} \approx 1,7$ pour la mise en place C1 et quelle que soit la densité.

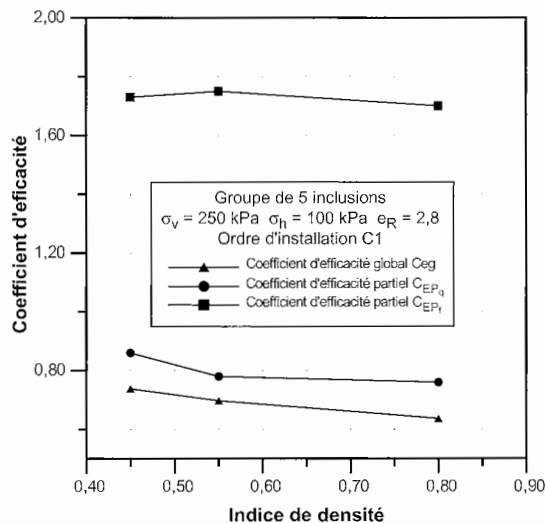


Figure 3.31. Groupes de 5 micropieux sous chargement vertical: coefficients d'efficacité en fonction de l'indice de densité du massif de sable.

On note donc que l'effet de groupe global est « négatif ». Cet effet négatif, en dépit de la forte valeur du frottement axial mesuré sur l'inclusion centrale, peut s'expliquer par les deux éléments suivants :

- une grande influence de la réaction en pointe, dont le coefficient d'efficacité est bien inférieur à 1, sur le comportement global du groupe ;
- le coefficient d'efficacité au frottement axial des inclusions périphériques est inférieur à celui de l'inclusion centrale. L'effet d'enserrement du sol autour des micropieux est, en effet, plus important pour l'inclusion centrale que pour les inclusions périphériques.

Dans la pratique courante, les micropieux présentent un élancement plus important que celui des micropieux testés par Francis *et al.* en chambre d'étalonnage (dont l'élancement D/B est égal à 25). Dans ce cas, la portance des micropieux en vraie grandeur est principalement assurée par le frottement latéral le long du fût. La réaction en pointe, quant à elle, est relativement petite, voire négligeable dans certains cas. On peut penser que l'influence négative, observée ici, de la réaction en pointe sur le coefficient d'efficacité global du groupe est relativement moins importante dans le cas de micropieux de taille courante ($D/B > 50$). Ainsi, dans les mêmes conditions de réalisation d'essai, mais pour un élancement des micropieux plus important que celui adopté, on peut s'attendre à un effet de groupe positif.

Trois nouveaux essais de chargement vertical de groupes de 5 micropieux verticaux ont été réalisés dans la chambre d'étalonnage du Cermes par Le Kouby *et al.* (2001, FO/98-99/05), afin d'en comparer l'efficacité globale avec celle des réseaux correspondants (voir chapitre 4, § 4.2.4).

Les caractéristiques de ces essais sont les suivantes :

- micropieux de diamètre 10 mm et de longueur 50 cm ;
- espacement $S/B = 4$;
- indice de densité du sable $I_D = 0,55$;
- contraintes de confinement isotrope : $\sigma_c = 50$ kPa, 100 kPa et 150 kPa.

Les coefficients d'efficacité obtenus, par rapport à un micropieu isolé de référence, sont :

- $C_e = 0,74$ pour $\sigma_c = 50$ kPa ;
- $C_e = 0,63$ pour $\sigma_c = 100$ kPa ;
- $C_e = 0,65$ pour $\sigma_c = 150$ kPa.

3.2.6. Reprise en sous-œuvre du pont de Pierre à Bordeaux

Le rapport de Ledoux (2001, FO/95/09) sur le renforcement par micropieux du pont de Pierre à Bordeaux traite des résultats de l'instrumentation des groupes de micropieux réalisés pour la stabilisation des tassements de quatre piles. Le suivi des mesures a duré plusieurs années.

Les piles du pont, construit en 1880-1821, sont fondées sur des groupes de pieux en bois fichés dans la couche d'argile molle, mais non ancrés dans le substratum pour les piles 1 à 4 (Fig. 3.32).

Entre 1990 et 1993, le tassement annuel des piles 2 et 3 a été respectivement de 14 et 19 mm. Depuis la construction du pont, les tassements sont estimés entre 300 et 550 mm.

Les mesures effectuées ont montré notamment l'influence de la marée et du régime hydraulique de la Garonne sur les tassements.

Un projet de renforcement des piles par des micropieux a été réalisé de 1992 à 1994. Chacune des piles 1 à 4 a été renforcée par deux files de 8 micropieux de type IV espacées de 2,70 m et ancrées dans le substratum marneux (Fig. 3.32).

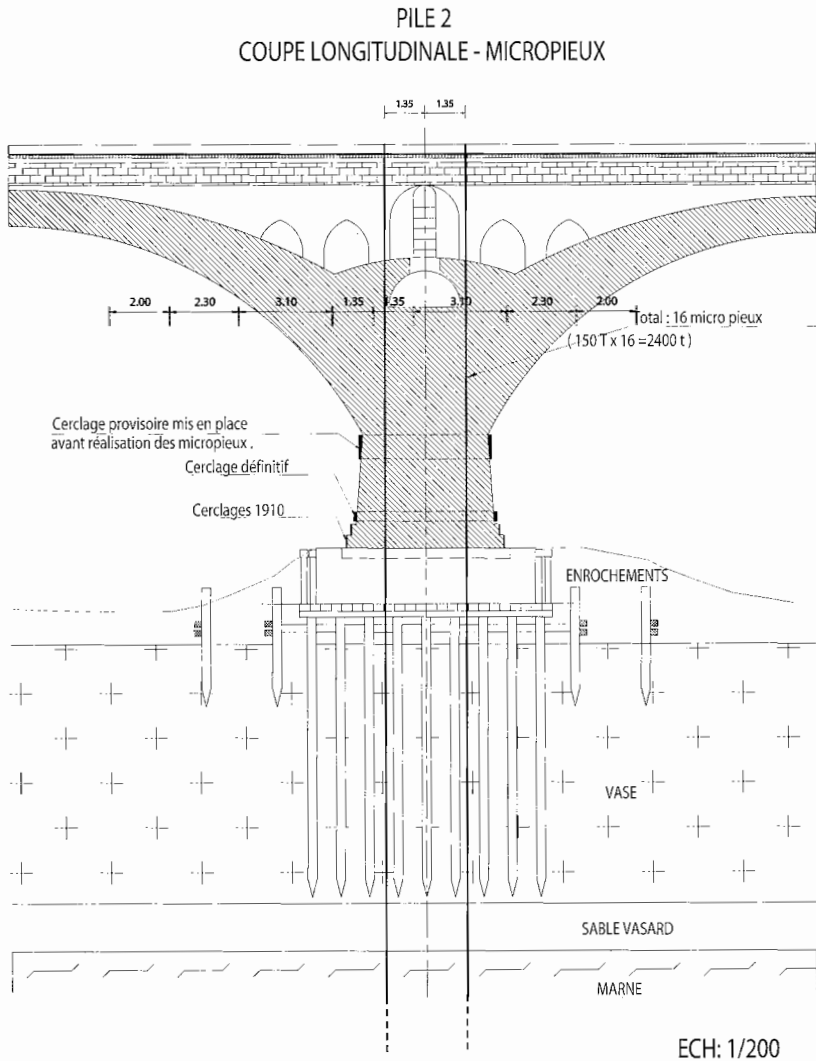


Figure 3.32. Groupe de micropieux renforçant l'ancienne fondation.

Le dimensionnement des micropieux a tenu compte du fait que la descente de charge permanente moyenne sur la fondation d'une pile était de 55 MN comparée à une estimation de la charge limite du groupe de pieux en bois de 77 MN, soit un coefficient de sécurité global faible de 1,4. Les 16 micropieux, de 3 MN de charge limite, permettent théoriquement une capacité portante limite de 125 kN assurant un coefficient de sécurité supérieur à 2.

La réalisation des micropieux, depuis le pont, a comporté les étapes suivantes :

- forage de reconnaissance en diamètre 100 mm, descendu jusqu'au-dessous du platelage pour s'assurer de l'absence de pieu bois dans un rayon de 30 cm;
- carottage de la maçonnerie en diamètre 280 mm, y compris du platelage en bois;
- forage et tubage en diamètre 245/220 mm sur une hauteur de 25 m à travers les maçonneries et les alluvions;
- forage destructif des marnes en diamètre 216 mm pour l'ancrage des micropieux sur une profondeur de 9 m;
- découpe du tubage définitif (245/220 mm) à la base de la pile et extraction dans la zone de scellement avec la maçonnerie du corps de pile;
- mise en place de l'armature tubulaire (178/154 mm) de 35 m de longueur (assemblage par manchons filetés) et scellement au substratum par une injection sélective et répétitive, à partir de manchettes placées sur l'armature;
- mise en œuvre du coulis de protection de l'armature au droit des alluvions uniquement;
- scellement des 16 micropieux à la maçonnerie, en une seule phase, en fin de travaux.

Comme cela a pu être constaté lors de travaux antérieurs de renforcement par micropieux, notamment dans la stabilisation de talus, l'exécution des micropieux se traduit par une accélération des mouvements (facteur 2 à 4) et ce n'est qu'après un certain délai de « repos » que se produit la stabilisation.

La figure 3.33 montre ce phénomène. Ainsi, pour les piles 2 et 3, les tassements totaux directement liés aux travaux ont été respectivement de 11 mm et de 16 mm, en 5 mois environ, alors que les tassements mensuels moyens avant travaux étaient respectivement de 1,0 mm et 1,5 mm.

La stabilisation obtenue par le renforcement est très bonne, puisque, sur une période de 6 ans, l'affaissement résiduel est inférieur à 0,5 mm/an. La pile 4 a en revanche un affaissement de 1 mm/an, dû certainement au fort affouillement survenu à l'aval en 1992-1993.

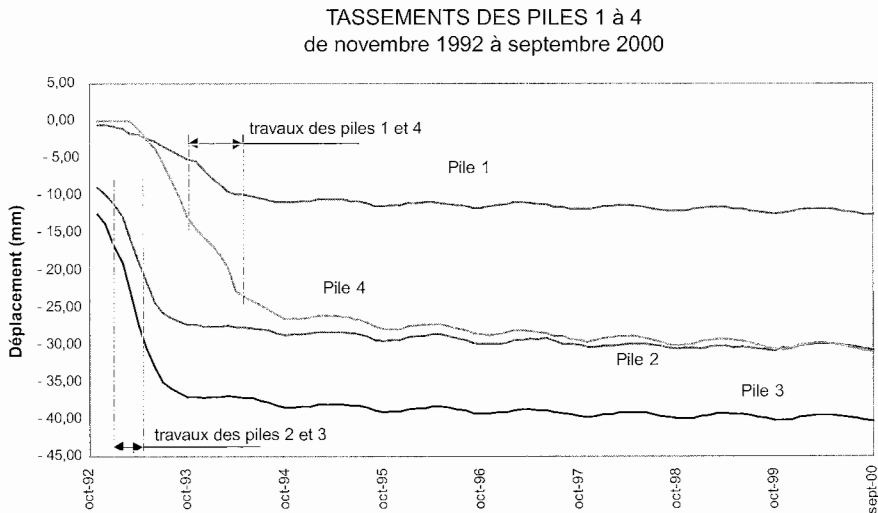


Figure 3.33. Tassements durant et après réalisation des micropieux.

Pour connaître les charges reprises par les micropieux, des mesures par extensomètre ont été réalisées sur 6 des 16 micropieux d'une pile. L'extensomètre était fixé dans le tube armature du micropieu, immédiatement sous le platelage.

Les mesures sur les quatre piles montrent une mise en charge progressive des micropieux, avec les remarques suivantes :

- 1) les micropieux sont sollicités de façon très hétérogène et sans qu'apparaisse un mouvement monolithique du groupe. Cela est probablement dû à l'état très hétérogène de la maçonnerie et de la transmission des efforts dans cette maçonnerie ;
- 2) comme les déplacements, les efforts dans les micropieux sont influencés par le cycle journalier de la marée et le cycle saisonnier du niveau moyen de la Garonne ;
- 3) contrairement à la charge des micropieux des piles 1 et 4 qui croît avec une tendance à l'amortissement, les efforts dans les micropieux des piles 2 et 3 tendent à baisser depuis quelques années, sans explication évidente (reports de charges et mouvements divers difficiles à quantifier).

À la fin de l'année 2000, le transfert de charge sur les micropieux était compris, selon les piles, entre 5 et 20 % de la descente de charge, alors que le dimensionnement du renforcement considérait une reprise d'environ 40 %. Il convient, cependant, de remarquer que cette prévision n'était pas basée sur un calcul en déplacement. En tout état de cause, ce « faible » transfert de charge montre qu'une faible augmentation du coefficient de sécurité de la fondation initiale a

suffi à stabiliser les mouvements, comme cela a par ailleurs déjà été observé dans la stabilisation des pentes par inclusions.

3.3. ÉTUDES THÉORIQUES SUR LE COMPORTEMENT DES GROUPES DE MICROPIEUX

3.3.1. Méthode de calcul numérique (Cermes)

Plusieurs études numériques ont été menées au Cermes pour étudier le comportement des groupes de micropieux sous chargement vertical et horizontal.

□ *Développement du programme GOUPEG pour le chargement vertical*

L'étude numérique de Maléki et Frank (1994, FO/93/06) concerne le développement du programme GOUPEG à partir du programme GOUPIL-LCPC (Degny et Romagny, 1989). Le programme GOUPIL utilise la méthode des fonctions de transfert de charge tant pour les efforts axiaux (courbes de mobilisation du frottement axial $t-z$) que transversaux (courbes de réaction transversale $p-y$). L'étude a consisté à introduire dans GOUPEG l'effet de groupe dans le cas des efforts axiaux. Il s'agit d'une méthode de type « hybride » où il est fait usage des solutions de Mindlin, en élasticité, pour calculer automatiquement les déplacements induits sur les pieux voisins et déterminer les facteurs de type « y » (c'est-à-dire sur les déplacements z) pour corriger les courbes de mobilisation du frottement latéral $t-z$ (et de l'effort de pointe $q-z_p$).

La validation de GOUPEG est notamment menée en comparant les coefficients d'interaction α_F obtenus avec les solutions en continuum élastique, bien connues, de Poulos et Davis (1990). Ces coefficients sont définis par :

$$z_G = z_1(1 + \alpha_F)$$

où z_G est le déplacement vertical du groupe et z_1 le déplacement vertical du pieu isolé sous la charge moyenne.

La figure 3.34 montre un résultat typique des comparaisons faites sur un groupe de deux micropieux (élancement $D/B = 50$ et rapport du module du pieu au module du sol $E_p/E_s = 1000$).

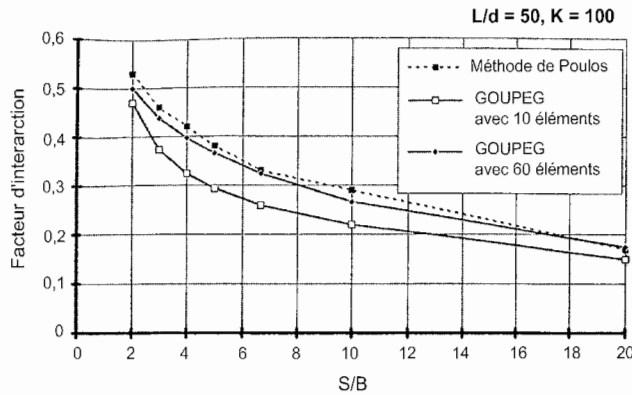


Figure 3.34. Comparaison des coefficients d'interaction α_F obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de Poulos et Davis (groupe de deux pieux flottants).

□ **Interprétation des essais de Rueil-Malmaison (chargement vertical)**

Les détails de ces essais sont présentés au paragraphe 3.3.2. Ils concernent 4 micropieux verticaux : 1 micropieu isolé et un groupe de 3 micropieux espacés de 1 m et sollicités en arrachement (voir figures 3.7 et 3.8). Il s'agit de tubes métalliques, de diamètre $B = 89$ mm, traversant librement 14 m d'alluvions, puis scellés gravitairement sur 5 m dans la craie sous-jacente ($B = 125$ mm). Ils sont équipés de 8 tronçons d'extensomètre amovible LPC, pour la détermination des frottements latéraux le long du fût.

De nombreux calculs en déplacement du chargement axial ont été menés avec GOUPEG (Maléki *et al.*, 1995, FO/94/02). Parmi ceux-ci on peut citer :

- le calcul de la courbe de chargement du micropieu isolé avec partie libre ;
- le calcul de la courbe de chargement du pieu isolé avec scellement partiel de la partie libre ;
- le calcul de la courbe de chargement du groupe en utilisant la courbe de chargement du micropieu isolé ;
- le calcul de la courbe de chargement du groupe en utilisant les frottements limites mesurés sur le micropieu isolé (« calcul I ») ;
- le calcul de la courbe de chargement du groupe en utilisant les frottements limites moyens mesurés sur le groupe (« calcul II »).

Dans tous les cas, les lois de mobilisation des frottements à partir des résultats des essais pressiométriques ont été utilisées (lois Frank-Zhao). Pour l'interaction entre les pieux et l'utilisation des solutions de Mindlin, un module d'Young $E = 10 E_M$ (E_M , module pressiométrique) a été pris en compte.

Les courbes de chargement (déplacement en tête en fonction de la charge de traction appliquée en tête) fournies par les calculs I et II sont comparées, sur la figure 3.35, aux résultats des mesures sur chacun des trois micropieux du groupe. Les résultats sont satisfaisants, notamment pour le calcul II. Les principales remarques qui se dégagent de ces analyses sont les suivantes :

– il n'a pas été possible de se baser sur les mesures du pieu isolé pour prévoir le comportement du groupe; ceci est notamment dû au fait que, dans le cas présent, le pieu isolé était différent des pieux du groupe, car un frottement non négligeable existait, en fait, dans la partie dite « libre » de ce pieu (par remontée du coulis lors de l'excavation);

– un calcul complet par GOUPEG (qui est un modèle « hybride », c'est-à-dire par fonctions de transfert de charge et continuum élastique pour l'interaction) utilisant les résultats d'essais pressiométriques a donné une estimation satisfaisante de la courbe de chargement du groupe sous charge axiale.

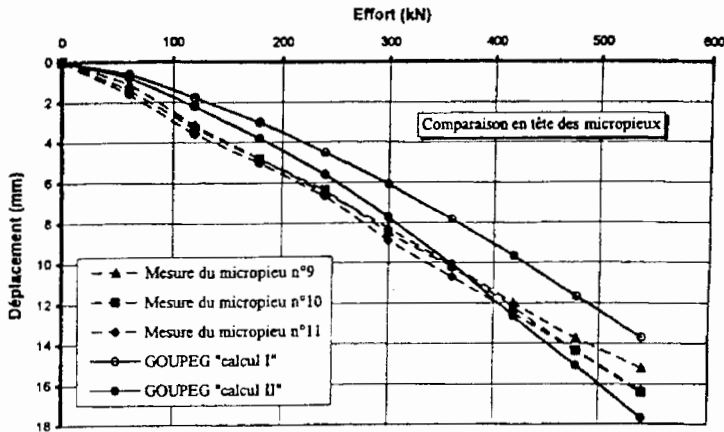


Figure 3.35. Comparaison des courbes de chargement axial en tête des micropieux d'essais avec ceux calculés par GOUPEG.

□ Utilisation de solutions analytiques

Le calcul des groupes en utilisant des solutions analytiques pour l'interaction entre les micropieux du groupe fait l'objet des travaux de Frank et Maléki (1997, FO/95/01). Cette nouvelle méthode, qui est une alternative à l'utilisation des équations de Mindlin, a été introduite dans le programme GOUPEG.

L'idée est de se servir de solutions analytiques concernant les déplacements tant axiaux que transversaux, sans rien changer d'autre à la méthode de GOUPEG, qui reste une approche par un modèle de type « hybride ». Ces déplacements d'interaction pieu-sol-pieu sont utilisés pour calculer les « facteurs γ » correcteurs (fac-

teurs multiplicatifs sur les déplacements) à appliquer aux courbes de transfert $t-z$ et $p-y$ des micropieux isolés.

Les solutions analytiques suivantes sont utilisées :

- pour les déplacements axiaux, le modèle de cisaillement pur d’anneaux concentriques de Baguelin *et al.* (1975);
- pour les déplacements transversaux, le modèle de déplacement horizontal d’un disque de Baguelin *et al.* (1977).

Pour les micropieux verticaux sous efforts axiaux, la validation de « GOUPEG analytique » est effectuée, d’une part en comparant les coefficients d’interaction α_F obtenus avec ceux donnés par la méthode du continuum élastique de Poulos et Davis, d’autre part en recalculant le comportement global du groupe de trois micropieux de Rueil-Malmaison. Les résultats sont, dans l’ensemble, satisfaisants.

Par rapport à « GOUPEG Mindlin », la nouvelle méthode est meilleure dans le cas de la comparaison avec Poulos et Davis et plutôt moins bonne dans le cas de Rueil. Par ailleurs, il faut mentionner le fait qu’elle est moins sensible à la discrétisation numérique des micropieux en tronçons.

□ *Analyses des essais en vraie grandeur de Saint-Rémy-lès-Chevreuse*

Perlo et Frank (1997, FO/96/05) ont étendu le logiciel GOUPEG à l’analyse des micropieux sous chargements transversaux, toujours en utilisant les équations de Mindlin. Le logiciel GOUPEG a ensuite été utilisé pour analyser les essais de chargements verticaux et horizontaux en vraie grandeur sur les micropieux verticaux isolés et en groupes (constitués de quatre micropieux) réalisés à Saint-Rémy-lès-Chevreuse par le CEBTP en 1995 et relatés dans le paragraphe 3.2.1 (Plumelle et Raynaud, 1996, FO/95/03).

Les données nécessaires à l’analyse par GOUPEG sont essentiellement les courbes de mobilisation « $t-z$ » pour la résistance du sol par frottement axial et « $q-z$ » pour la résistance en pointe, ainsi que les courbes « $p-y$ » pour la réaction transversale du sol. Ces données comprennent les raideurs et les valeurs limites des courbes. Elles sont exclusivement basées sur les résultats des essais pressiométriques réalisés sur le site par le CEBTP.

En ce qui concerne le chargement vertical, le frottement axial limite a été calculé à partir des recommandations de Bustamante et Doix (1985) et selon le Fascicule 62-Titre V. Pour le calcul de l’effet de groupe (interaction pieu-sol-pieu), l’influence du module de cisaillement G du sol (qui intervient dans les équations de Mindlin) a été étudiée.

La figure 3.36 compare les résultats théoriques et expérimentaux dans le cas du groupe R-SOL (type IV). La valeur $G = 5,77$ MPa correspond à un module

d'Young du sol égal à trois fois le module pressiométrique ($E = 3 E_M$). Cet exemple montre que la prise en compte de l'interaction amène à une prévision raisonnable.

Dans le cas du groupe de micropieux de type II_h , le calcul surestime fortement le déplacement du groupe (c'est déjà le cas des micropieux II_h isolés).

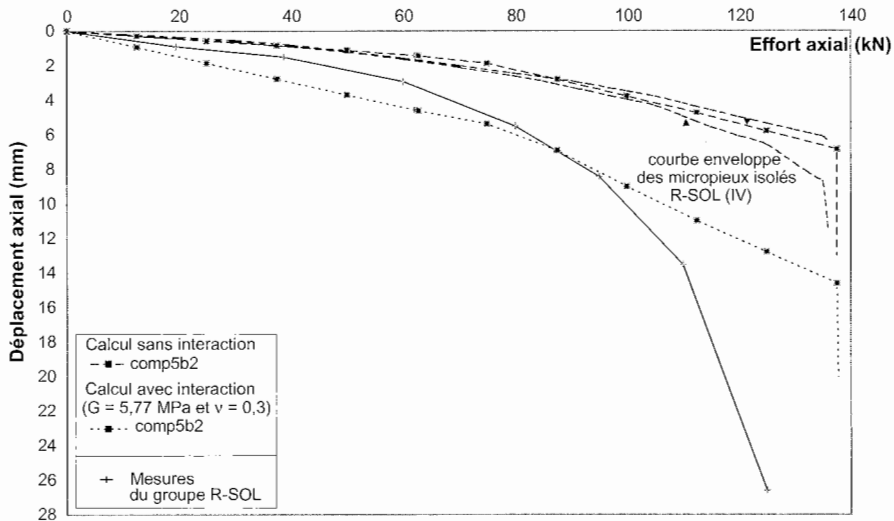


Figure 3.36. Comparaison des calculs par GOUPEG et des mesures des déplacements du groupe avec celles des micropieux isolés. Cas des micropieux de type R-SOL (type IV).

Perlo *et al.* (1998, FO/97/04) ont analysé les groupes de micropieux de Saint-Rémy-lès-Chevreuse sous charge transversale.

Pour la prise en compte des effets transversaux, les adaptations qu'il a fallu introduire pour les présents calculs sont les suivantes (Fig. 3.37):

- le facteur « γ » à appliquer sur les déplacements transversaux des courbes p - γ ne peut être que supérieur ou égal à 1 (augmentation du déplacement à réaction donnée); cela revient à ne pas introduire, sur la section considérée du micropieu, d'effet des micropieux voisins si les déplacements ne sont pas dans le même sens;

- introduction d'un facteur de réduction « p » sur la pression de réaction ultime; les facteurs nécessaires sont déterminés de façon semblable à celle des facteurs « γ », en utilisant les équations de Mindlin relatives aux contraintes; de plus, le facteur « p » ne peut être qu'un facteur de réduction positif, c'est-à-dire $0 < p < 1$.

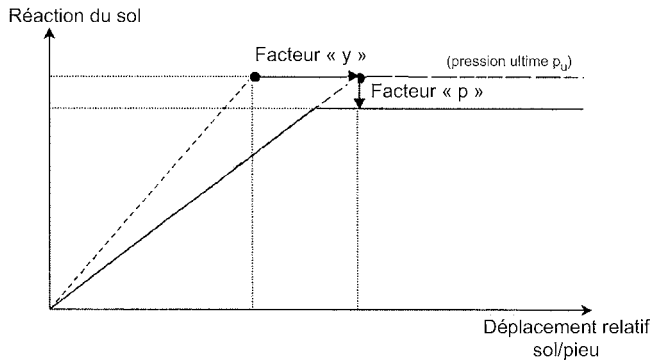


Figure 3.37. Application des facteurs « y » et « p » pour les courbes de réaction transversale.

Les figures 3.38 (pour le groupe II_h) et 3.36 (pour le groupe IV, R-SOL), résument l'ensemble des résultats des essais et des résultats de calcul obtenus. Les résultats suivants y sont reportés :

- mesures sur les micropieux isolés;
- mesures moyennes pour un micropieu au sein du groupe (obtenues en divisant la charge du groupe par 4);
- calcul avec interaction, par GOUPEG;
- calcul sans interaction, par GOUPEG (ou GOUPIL).

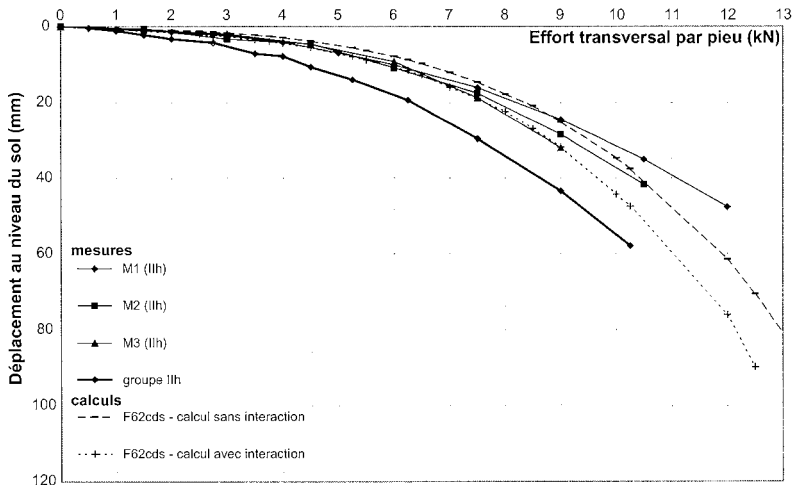


Figure 3.38. Essais de chargement horizontal des micropieux isolés et en groupe de type II_h. Comparaison entre les courbes effort-déplacement mesurées et calculées à l'aide du logiciel GOUPEG.

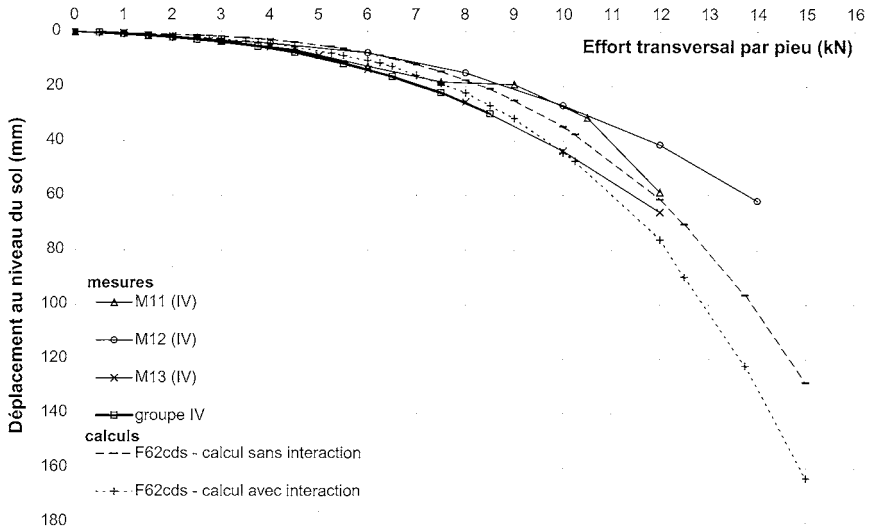


Figure 3.39. Essais de chargement horizontal des micropieux isolés et en groupe de type IV. Comparaison entre les courbes effort-déplacement mesurées et calculées à l'aide du logiciel GOUPEG.

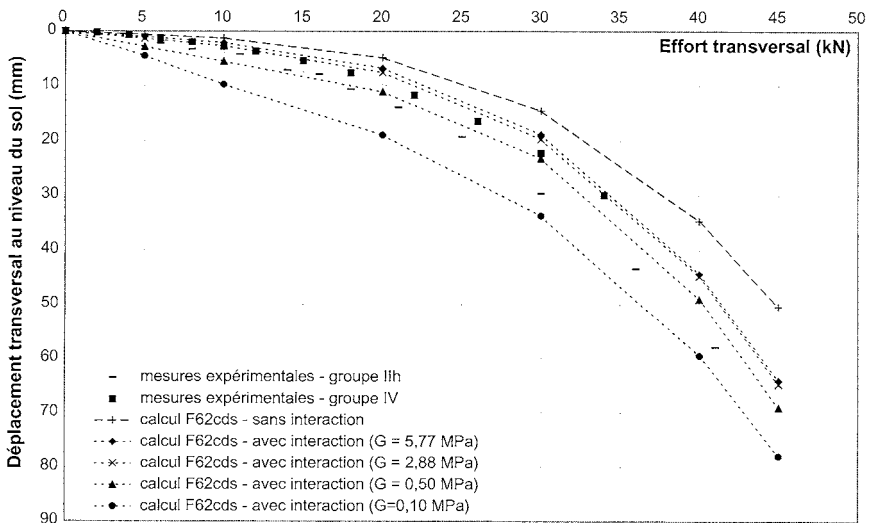


Figure 3.40. Essais de chargement transversal. Courbes effort-déplacement au niveau du sol issues des mesures et des calculs à l'aide du logiciel GOUPEG (étude paramétrique sur le module de cisaillement G).

Les courbes de réaction pour le micropieu isolé sont construites, à partir des résultats pressiométriques Ménard, selon les recommandations du Fascicule 62-Titre V (1993) (doublement du module de réaction Ménard pour les charges de courte durée dominantes en tête et réaction transversale limitée égale à la pression pressiométrique de fluage). En ce qui concerne l'interaction, les calculs avec les équations de Mindlin nécessitent la donnée du module de cisaillement du sol G , le coefficient de Poisson ν étant pris égal à 0,3. On a retenu ici, comme pour les calculs des groupes sous charge axiale la valeur: $G = 5,77$ MPa, correspondant à un module d'Young égal à 3 fois le module pressiométrique. La figure 3.40 illustre l'influence du paramètre G sur les effets de groupe calculés.

Une des conclusions des figures 3.38 et 3.39 est que la méthode pressiométrique développée pour le chargement transversal des pieux de diamètre normal, est également applicable aux micropieux. En ce qui concerne les effets de groupe, on remarque que les tendances données par GOUPEG représentent bien la réalité. Cependant, il convient de remarquer que la dispersion entre les essais, que ce soit entre micropieux isolés ou entre les deux groupes de micropieux, est du même ordre de grandeur que l'effet de groupe calculé par GOUPEG.

3.3.2. Études paramétriques par éléments finis de la réaction transversale des pieux (LML-Lille)

□ Étude bidimensionnelle

Shahrour et Ata (1995, FO/94/10), présentent une confrontation entre les résultats de calculs par éléments finis: calculs bidimensionnels avec le code PECPLAS, en contraintes planes et en déformations planes, et calculs tridimensionnels de Brown et Shie (1991). Le sol est une argile en comportement non drainé (milieu élastique-parfaitement plastique avec critère de Tresca).

L'étude porte sur un ou deux rangs infinis de micropieux (perpendiculaire(s) à l'effort transversal) et plusieurs espacements sont étudiés ($S/B = 2, 3, 5$ et 10). Les micropieux ont un diamètre B de 27 cm. La conclusion principale de cette étude numérique est que la courbe p - y tridimensionnelle peut être encadrée par les courbes bidimensionnelles.

La figure 3.41 est un exemple typique des résultats obtenus: la courbe en déformations planes est plus raide que la courbe tridimensionnelle; celle obtenue en contraintes planes est moins raide.

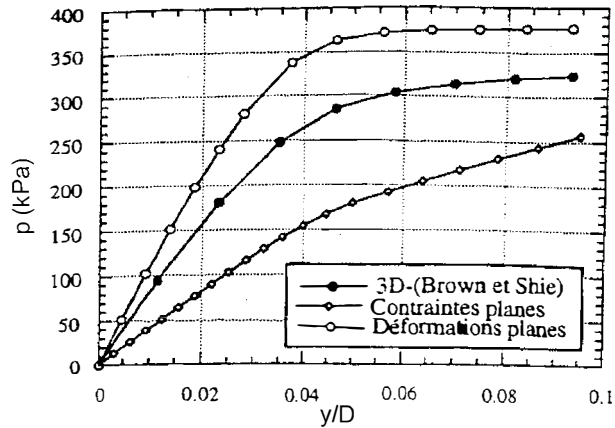


Figure 3.41. Courbes p - y pour deux files infinies de pieux ($S/B = 3$).

□ Étude tridimensionnelle

L'étude, menée par Shahrou et Ata (1996, FO/95/07), à l'aide du logiciel PECPLAS3D de l'EC Lille, concerne le comportement de micropieux isolés, de groupes de deux micropieux (en file dans la direction de l'effort horizontal, avec un espacement $S/B = 2$ et $S/B = 5$) et d'un groupe de trois micropieux (en file dans la direction de l'effort, avec un espacement $S/B = 2$). Le sol est un sol argileux élastoplastique, avec critère de von Mises ($c = 40$ kPa).

Les courbes de réaction élémentaires p - y obtenues à chaque profondeur sont comparées à la courbe p - y bidimensionnelle. La figure 3.42 compare les résultats tridimensionnels aux résultats en déformations planes dans le cas du groupe de trois micropieux, à la profondeur $z = 3,2 B$. Les deux micropieux latéraux (amont et aval) ont le même comportement tant dans le cas des déformations planes que dans le cas tridimensionnel (pour des raisons de symétrie des hypothèses de calcul), alors que le pieu central, qui subit un effet d'ombre, a une réaction jusqu'à 50 % inférieure près de la surface. On remarque d'ailleurs que, pour ce dernier micropieu, le calcul à trois dimensions donne les mêmes résultats que le calcul en déformations planes.

La conclusion des auteurs est que l'approche bidimensionnelle est d'une précision suffisante et ne donne pas d'écart sensiblement supérieur à 20 % sur le comportement global. Les courbes de réaction bidimensionnelle sont trop raides uniquement près de la surface (pour $z < 5 B$), sans doute à cause de la non prise en compte du cisaillement entre les tranches horizontales du sol.

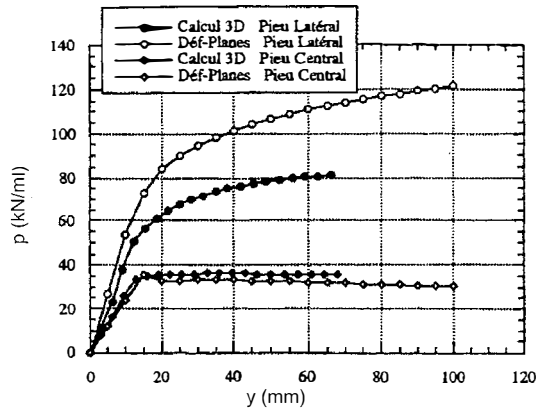


Figure 3.42. Comparaison de courbes p - y pour le groupe de trois micropieux ($S/B = 2$) à la profondeur $z = 3,2 B$.

□ **Effet de l'eau**

Shahrour et Ata (1997, FO/96/06) étudient l'influence de la pression interstitielle sur la réaction transversale de micropieux isolés ou en groupe. Les calculs tridimensionnels couplés (squelette + eau) sont menés par la méthode des éléments finis. Le squelette est élastoplastique et les pieux sont élastiques.

Un groupe de deux micropieux (Fig. 3.43) est étudié, afin d'examiner l'influence de l'espacement, ainsi qu'un groupe de quatre micropieux (2×2), afin de connaître l'influence du nombre de micropieux. Le tableau 3.11 donne les caractéristiques mécaniques du sol et des micropieux utilisées pour ces différentes configurations.

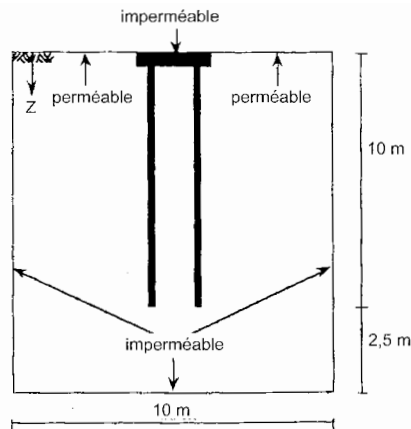


Figure 3.43. Géométrie et conditions aux limites. Groupe de deux micropieux.

Tableau 3.11. Caractéristiques mécaniques du sol et du pieu.

| E (kPa) | ν | c (kPa) | ϕ | ψ | k (m/s) |
|---------|-------|---------|--------|--------|-----------|
| 8000 | 0,3 | 10 | 30 | 5 | 10^{-7} |

| Longueur (m) | Section (m ²) | ν | E (MPa) |
|--------------|---------------------------|-------|---------|
| 10 | 0,20 * 0,20 | 0,3 | 40000 |

Les figures 3.44 et 3.45 montrent que les surpressions interstitielles, créées par le chargement transversal d'un micropieu isolé, se produisent, comme l'on peut s'y attendre, surtout près de la tête des micropieux. Les résultats observés correspondent à une charge transversale de 60 kN appliquée en deux incréments égaux et maintenue jusqu'à la dissipation de la pression interstitielle.

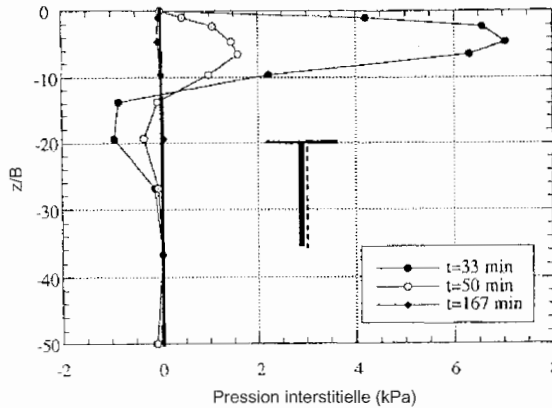


Figure 3.44. Évolution de la pression interstitielle sur la face avant du micropieu isolé.

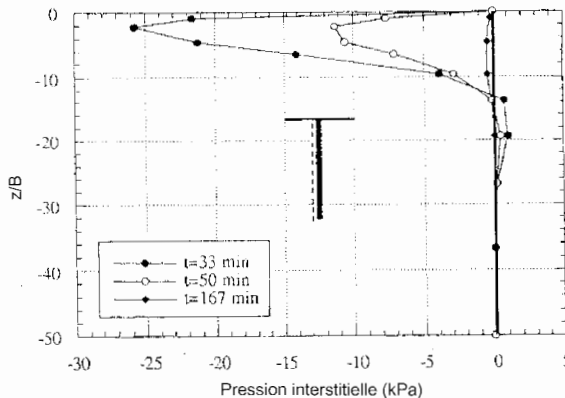


Figure 3.45. Évolution de la pression interstitielle sur la face arrière du micropieu isolé.

Les temps de dissipation des surpressions interstitielles (consolidation) sont généralement courts. Ceci est visible, par exemple, sur la figure 3.46 qui donne l'évolution du déplacement en tête en fonction du temps, dans le cas du groupe de deux micropieux espacés de $S = 2 B$, pour les caractéristiques données dans le tableau 3.11.

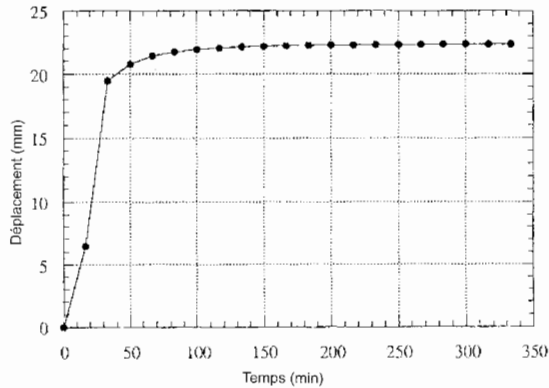


Figure 3.46. Évolution du déplacement en tête en fonction du temps (groupe $S/B = 2$).

Les effets de groupe à proprement parler (ou l'influence du nombre de pieux) ne sont pas faciles à quantifier explicitement par rapport au pieu isolé, à cause de la semelle de liaison qui est en contact avec le sol et qui reprend une partie de la charge. Cependant, certains résultats de cette étude en calculs couplés sont tout à fait cohérents avec ce que l'on sait par ailleurs, à savoir que l'effet de groupe se fait surtout sentir sur les pieux situés à l'arrière et qu'il est d'autant plus important que l'espacement est faible. Ceci est illustré par la figure 3.47, qui donne, en fin de dissipation, la distribution des moments fléchissants pour les pieux arrière et avant, dans le cas $S/B = 3$ et $S/B = 7$.

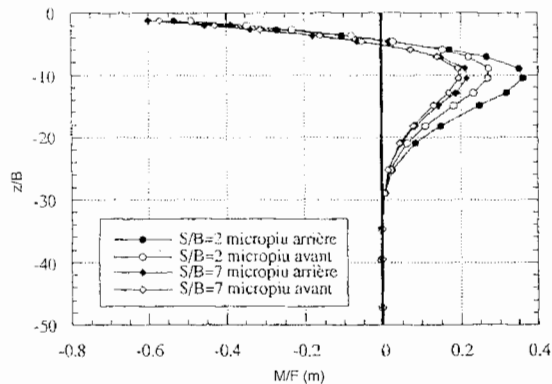


Figure 3.47. Distribution des moments dans les micropieux avant et arrière ($t = 3333$ min).

3.4. ANALYSE DES RÉSULTATS

3.4.1. Étude des paramètres influant sur la portance verticale

3.4.1.1. Espacement des micropieux

L'espacement des micropieux est un des paramètres qui influencent le plus le comportement des groupes de micropieux sous chargement vertical.

Dans le cas des sables, plusieurs études expérimentales sur des modèles réduits de pieux en cuves furent menées par Lo (1967), Vesic (1969) et O'Neill (1983), ou sur des micropieux par Lizzi et Carnevale (1979).

Lo (1967) donne des valeurs du coefficient d'efficacité des groupes de micropieux mesurées ou estimées par différents auteurs en fonction: de l'espacement entre les micropieux, du nombre des micropieux dans le groupe, de la densité du sable (lâche ou dense) et de l'état de rugosité des micropieux. Ces résultats sont donnés sur la figure 3.48 et montrent que l'effet de groupe est optimal pour un espacement S compris entre $2B$ et $3B$.

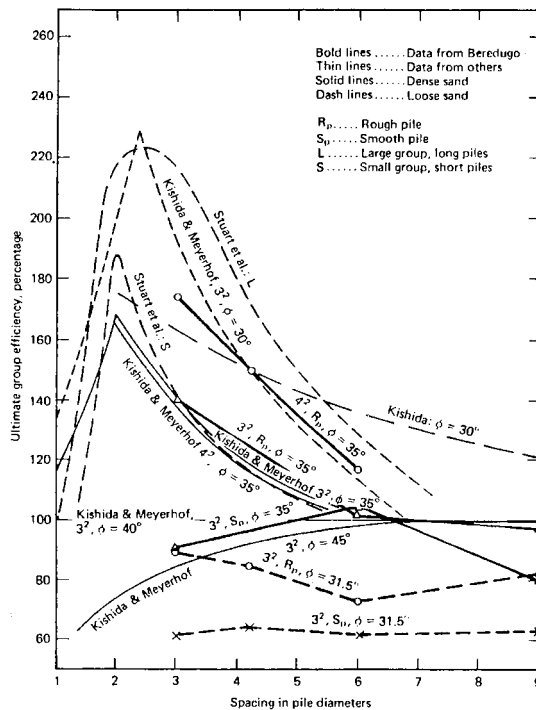


Figure 3.48. Valeurs mesurées des coefficients d'efficacité de groupes de micropieux dans du sable (Lo, 1967).

Vesic (1969) donne également les coefficients d'efficacité mesurés (pour des groupes de micropieux plus gros que ceux de Lo) en fonction de l'espacement entre les micropieux et du nombre de micropieux dans chaque groupe. Vesic mesure séparément la réaction en pointe et le frottement axial et étudie aussi l'influence de la semelle sur la portance du groupe. La figure 3.49 montre ces résultats qui sont comparables, mais globalement plus élevés que ceux de Lo. L'effet de groupe est maximal pour un espacement compris entre $3B$ et $4B$.

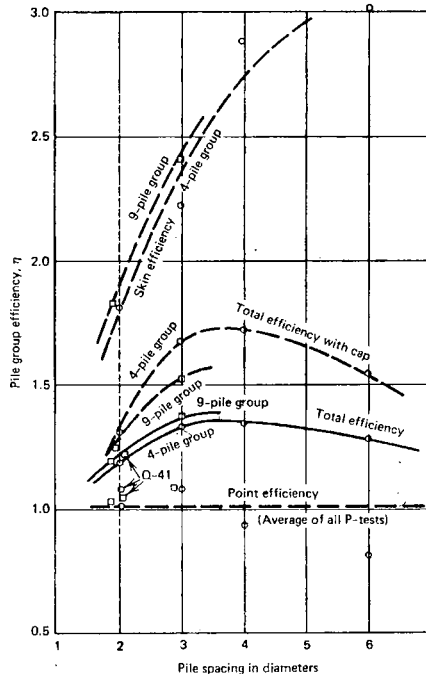


Figure 3.49. Coefficients d'efficacité mesurés pour des groupes de micropieux (Vésic, 1969)

Les conclusions des essais effectués sur des modèles réduits de pieux foncés dans des sols frottants par O'Neill (1983), sont les suivantes :

- pour des sols lâches, le coefficient d'efficacité C_e du groupe est toujours supérieur à 1 et atteint un maximum pour un espacement $S/B = 2$. Ce coefficient augmente également avec le nombre de pieux ;
- pour des sols denses avec un espacement $2 < S/B < 4$ (cas usuel), le coefficient d'efficacité est légèrement supérieur à 1, tant que le pieu est mis en place sans forage ni injection.

En ce qui concerne les résultats des essais en vraie grandeur réalisés par O'Neill (1983) sur des pieux dans des sols frottants, ils indiquent également des coeffi-

cients d'efficacité toujours supérieurs à 1, sauf dans le cas du forage ou de l'injection.

L'influence de l'espacement sur la portance de groupes de trois micropieux fut également l'objet d'une étude expérimentale menée par Lizzi et Carnevale (1979) sur des modèles réduits de micropieux ($B = 10$ mm, $D = 50 B$ à $200 B$) chargés verticalement dans du sable placé dans une cuve expérimentale. L'espacement entre les micropieux était de 2 à 7 diamètres. Les résultats des essais, poussés jusqu'à la rupture, sont résumés sur la figure 3.50 (coefficient d'efficacité C_e en fonction de l'espacement entre les pieux). Ils mettent en évidence que pour des intervalles compris entre 2 à 7 diamètres, le groupe possède une charge portante supérieure à celle qu'auraient les micropieux s'ils étaient indépendants les uns des autres. Lizzi et Carnevale concluent que ces résultats sont valables pour « la situation spécifique du terrain et des micropieux employés dans les essais ».

Signalons que la densité du sable n'est malheureusement, pas connue. On peut, cependant, au vu de la figure 3.50, faire les remarques suivantes :

- le coefficient d'efficacité C_e semble augmenter avec l'élançement, mais il ne dépasse jamais 1,3 ;
- un entraxe optimal existe, aux alentours de $S/B = 3,5$ à 4. Un optimum a également été décelé pour certaines séries d'essais de Forever (voir plus haut).

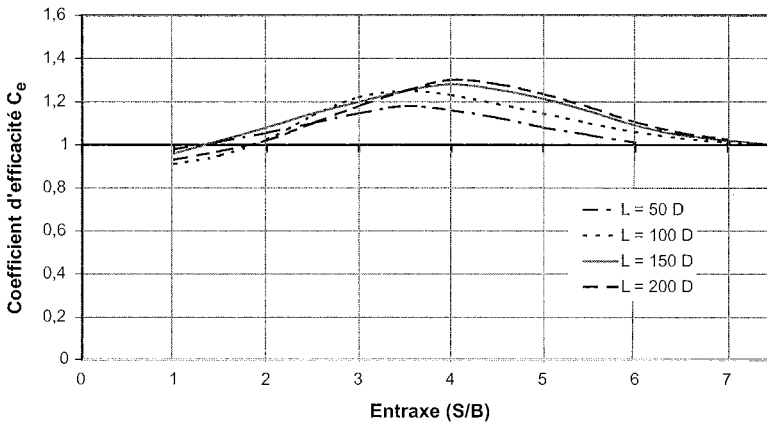


Figure 3.50. Influence de l'espacement relatif (S/B) dans un modèle de groupe de micropieux sur le coefficient d'efficacité global (Lizzi et Carnevale, 1979).

D'autres essais effectués également par Lizzi (1978) sur des groupes de micropieux en vraie grandeur ont montré que l'influence mutuelle entre les micropieux se manifeste pour des intervalles largement supérieurs aux trois diamètres habituels.

Dans le cadre du projet national Forever, l'influence de l'espacement sur l'effet de groupe a été l'objet de plusieurs études expérimentales en vraie grandeur et sur des modèles réduits, rappelées dans la première partie de ce chapitre. Le tableau suivant donne l'ensemble des résultats obtenus pour le coefficient d'efficacité sous chargement vertical. Le sol utilisé a toujours été du sable de Fontainebleau.

Tableau 3.12. Valeurs des coefficients d'efficacité pour les différents groupes de micropieux testés dans le cadre du projet national Forever (sable de Fontainebleau).

| Organisme | Type d'essai | N | Mise en place | Entraxe S/B | D (m) | B (cm) | I_D | Coefficient d'efficacité |
|---------------|--------------------------|--------|---------------|-------------|-------|--------|----------------|--------------------------|
| CEBTP | Vraie grandeur sur site | 4 | Forage | 2 | 5 | 10 | 0,57 | $0,8 < C_e < 1,1$ |
| LCPC | Centrifugeuse à 10 g | 3 | Fonçage | 1,5 à 3 | 0,5 | 1,2 | 0,65 | $0,76 < C_e < 1,05$ |
| LCPC | Centrifugeuse à 20 g | 9 à 36 | Fonçage | 4 à 10 | 0,25 | 6 | 0,57 | $1,18 < C_e < 1,53$ |
| LCPC | Centrifugeuse à 10 g | 18 | Moulés | 7 | 0,2 | 0,2 | 0,8 | 1,56 et 1,61 |
| L3S | Cuve expérimentale | 4 | Fonçage | 2 et 3 | 1,5 | 2,5 | 0,5 | $0,8 < C_e < 1,1$ |
| L3S | Cuve expérimentale | 18 | Fonçage | 3,5 et 7 | 1 | 2 | 0,45/0,5 | $1,6 < C_e < 2,2$ |
| Cermes | Minichambre d'étalonnage | 5 | Fonçage | 2,1 | 0,2 | 1,12 | 0,36/0,50/0,76 | $0,59 < C_e < 0,95$ |
| Cermes | Chambre d'étalonnage | 5 | Fonçage | 2,8 | 0,5 | 2 | 0,45/0,55/0,8 | $0,75 < C_e < 0,87$ |
| Cermes (2001) | Chambre d'étalonnage | 5 | Fonçage | 4 | 0,5 | 1 | 0,55 | $0,63 < C_e < 0,74$ |
| Lizzi (1978) | Cuve expérimentale | 18 | Moulage | 7 | 2 | 2 | ? | 1,68 |

avec: N le nombre de micropieux dans le groupe;
 L la longueur des micropieux testés;
 B le diamètre des micropieux;
 I_D l'indice de densité du sable;
 S l'espacement entre les micropieux du groupe.

La figure 3.51 résume les valeurs du coefficient d'efficacité obtenu pour les 54 essais sur les groupes de micropieux en fonction de l'espacement relatif. Elle montre une grande dispersion qui peut s'expliquer par des conditions expérimentales différentes: principalement la densité du sable, les conditions de mise en place et l'élanement.

On note que sur les 54 essais de chargement vertical de groupes de micropieux, réalisés dans le cadre du projet national Forever la grande majorité ont un coefficient d'efficacité inférieur ou proche de 1. Seuls les groupes comportant un grand nombre de micropieux ont un coefficient d'efficacité clairement supérieur à 1 (voir § 3.4.1.3).

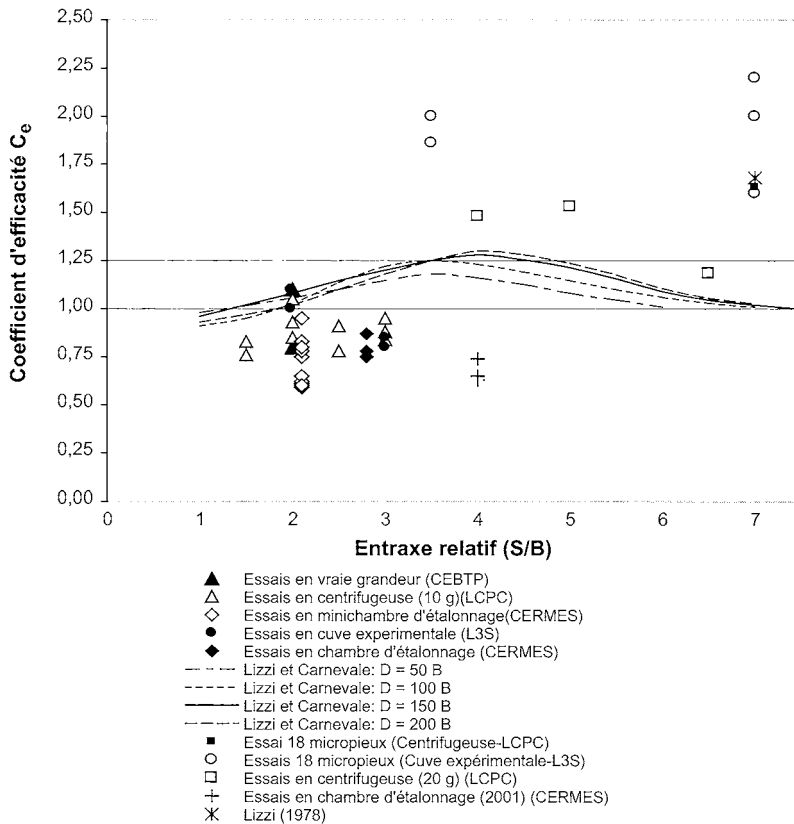


Figure 3.51. Valeurs du coefficient d'efficacité mesurées dans les essais des groupes de micropieux réalisés dans le cadre du projet national Forever, en fonction de l'espacement relatif entre les micropieux.

3.4.1.2. Densité du sol

Dans le cadre du projet national Forever, seules deux études ont été menées, sur l'influence de la densité du sable sur la portance des groupes de micropieux, toutes choses égales par ailleurs. Il s'agit des deux études du Cermes, respectivement en minichambre d'étalonnage et en chambre d'étalonnage décrites au

paragraphe 3.2.5. Toutes les deux semblent indiquer que le coefficient d'efficacité croît lorsque la densité décroît.

3.4.1.3. Nombre de micropieux

Les divers essais de chargement de groupes de micropieux, effectués dans le cadre du projet national Forever, ont été réalisés sur des groupes dont le nombre de micropieux variait de 3 à 36. L'influence du nombre N de micropieux est résumée sur la figure 3.52.

Cette figure met en évidence une nette amélioration du coefficient d'efficacité des groupes chargés verticalement, pour $N \geq 16$ par rapport à $N \leq 5$.

L'amélioration de la portance du groupe peut être expliquée par une meilleure densification du massif de sable entre les micropieux. Dans le cas des groupes testés ici, l'augmentation du nombre de micropieux se traduit aussi par une augmentation de la proportion de micropieux centraux dans le groupe. Comme on l'a vu à l'occasion de certains essais, les micropieux centraux bénéficient plus de l'effet d'enserrement du sol que les micropieux périphériques.

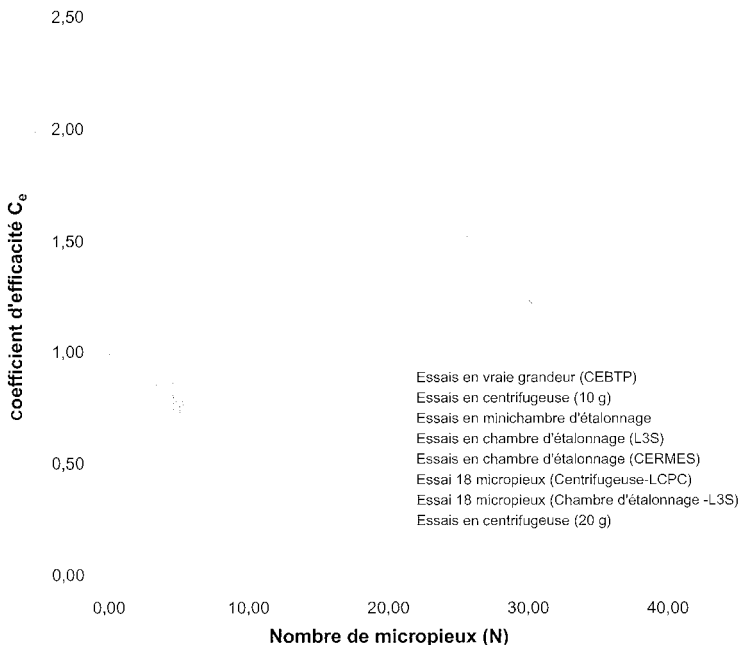


Figure 3.52. Influence du nombre de micropieux sur le coefficient d'efficacité du groupe dans les essais du Cermes (projet national Forever, sable de Fontainebleau).

3.4.1.4. Ordre d'installation

L'influence de l'ordre d'installation des micropieux forcés dans du sable sur la portance du groupe a fait l'objet de l'étude expérimentale menée en chambre d'étalonnage par Francis *et al.* (1999, FO/97/06). Cette étude décrite au paragraphe 3.2.5 montre l'effet prédominant de l'installation des micropieux centraux après celle des micropieux latéraux. En effet l'installation du micropieu central après les micropieux de la périphérie, dans le cas d'un groupe élémentaire de cinq micropieux forcés dans du sable moyennement dense ($I_D = 0,5$), augmente la portance du groupe (Fig. 3.28). Cette augmentation est de 40 % par rapport à la portance d'un même groupe dans lequel le micropieu central est installé en premier (avant les micropieux de périphérie).

La figure 3.53 montre l'ordre de mise en place généralement pratiqué sur les chantiers.

Francis *et al.* (1999, FO/97/06) suggèrent une nouvelle méthode d'installation des micropieux pour améliorer la portance globale du groupe. L'ordre de mise en place s'effectue en trois phases (Fig. 3.54). Les micropieux forcés pendant la dernière phase bénéficient d'un effet d'enserrement assez important assuré par les micropieux forcés lors des deux premières phases. Une telle mise en place reste malgré tout assez théorique dans la mesure où elle intéresse avant tout des micropieux forcés et une utilisation de groupes de micropieux pour des ouvrages neufs.

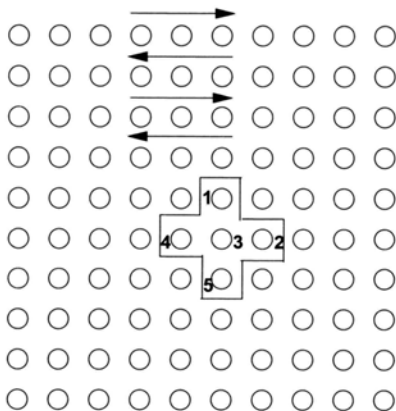


Figure 3.53. Méthode de mise en place classique pratiquée sur les chantiers.

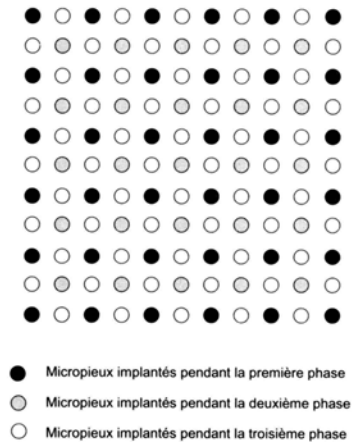


Figure 3.54. Méthode de mise en place proposée pour des micropieux forcés.

3.4.1.5. Influence de la semelle de liaison (fondation mixte)

Dans la pratique courante, les micropieux d'un groupe sont reliés en tête par une semelle. Cette semelle peut être une ancienne fondation déjà existante (cas des travaux de reprise en sous-œuvre) ou une fondation neuve.

D'une façon générale les semelles de liaison, qui sont en contact avec le sol, reprennent une part du chargement vertical total et l'on parle de « fondation mixte » pour l'ensemble semelle et micropieux. Cependant, il faut noter que la mobilisation de la capacité portante maximale de la semelle exige, en général, un déplacement supérieur à celui requis pour mobiliser la portance du groupe de micropieux.

L'évaluation de la reprise partielle de la charge verticale par la semelle d'une fondation mixte a fait l'objet de plusieurs études menées sur des modèles réduits et sur des fondations de taille réelle.

Vesic (1969) a conduit des essais de chargement vertical sur des fondations mixtes de 4 et de 9 micropieux, dont l'espacement variait de $4B$ à $6B$ selon les essais. Les modèles de micropieux testés avaient un diamètre de 10 cm et une longueur de 1,5 m. Selon ces essais, Vésic estime que la charge verticale reprise par la semelle d'une fondation mixte peut être assimilée à la portance d'une semelle filante dont la largeur est égale au double de la distance entre le bord de la semelle et la face externe des pieux. Cela correspond aux parties de semelle en porte-à-faux.

Dans le cadre du projet national Forever, l'évaluation de la portance des fondations mixtes a fait l'objet de l'étude réalisée dans la centrifugeuse du LCPC de Nantes par Dubreucq (1998, F0/96/10) sur des modèles réduits de groupes de micropieux. Selon les résultats de cette étude expérimentale, présentée au paragraphe 3.2.3, la capacité portante de la fondation mixte est sensiblement celle du groupe de micropieux augmentée de celle de la semelle isolée, du moins pour les groupes pas trop serrés 3×3 ($S/B = 10$) et 4×4 ($S/B = 6,5$). La figure 3.14 montre, en effet, qu'après le contact de la semelle avec le sable, le comportement de la fondation mixte est sensiblement le même que celui de la semelle seule.

3.4.2. Étude des paramètres influant sur la réaction transversale

Pour un sol donné, l'espacement entre les micropieux, la direction du chargement et la mise en place des micropieux, notamment, affectent la réponse d'un groupe de micropieux chargés transversalement.

3.4.2.1. Espacement des micropieux et direction du chargement

En plus de l'espacement entre les micropieux, les paramètres de géométrie (notamment la direction de l'effort horizontal par rapport au groupe de micropieux)

influent sur le comportement du groupe. On définit β comme étant l'angle entre l'axe d'application de la charge transversale et la direction des files de micropieux dans le groupe (Fig. 3.55c).

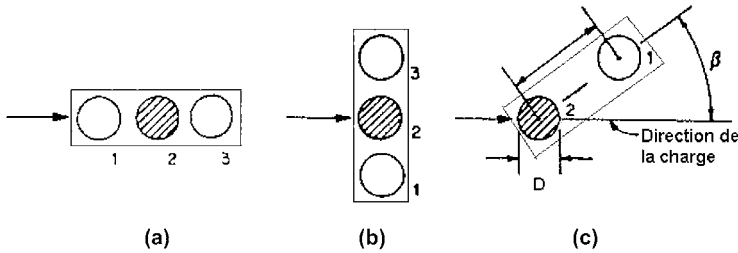


Figure 3.55. Influence de la géométrie du groupe sur la réaction transversale (Reese et al., 1994).

□ Disposition en ligne

Dans le cas du groupe de 3 micropieux en ligne soumis à une force horizontale en tête, avec $\beta = 0$, comme présenté dans la figure 3.55a, il est évident que la réaction du sol sur le micropieu central et sur le micropieu arrière est moins importante que celle sur un micropieu isolé sollicité avec une même charge transversale en tête. Le micropieu avant (3) crée un « effet d'ombre » sur les micropieux arrière (1 et 2). Cet effet d'ombre est d'autant plus important que l'espacement entre les micropieux est réduit.

Le comportement des micropieux avant est légèrement influencé par les micropieux arrière. Les essais expérimentaux menés sur des modèles réduits par Cox *et al.* (1984), Schmidt (1981, 1985) et Lieng (1988) montrent que le pieu avant présente un comportement moins résistant que le pieu isolé.

Reese *et al.* (1994) schématisent les résultats des essais de Cox *et al.* (1984), Schmidt (1981, 1985) et Lieng (1988) sous forme d'un graphique donnant pour chaque pieu le coefficient d'efficacité pour la réaction latérale limite du groupe en fonction de l'espacement entre les pieux (Fig. 3.56).

Ils donnent également des expressions semi-analytiques pour évaluer les coefficients d'efficacité sous chargement horizontal des pieux avant et arrière d'un groupe de trois micropieux disposés en ligne :

- pour le pieu avant :

$$\eta_{hl} = 0,7309 \left(\frac{S}{B} \right)^{0,1951} \quad \text{pour } 1 \leq S/B \leq 3,37$$

et $\eta_{hl} = 1$ pour $S/B \geq 3,37$

- pour les pieux milieu et arrière :

$$\eta_{hl} = 0,5791 \left(\frac{S}{B} \right)^{0,32919} \quad \text{pour } 1 \leq S/B \leq 5,37$$

$$\text{et } \eta_{hl} = 1 \quad \text{pour } S/B \geq 5,37$$

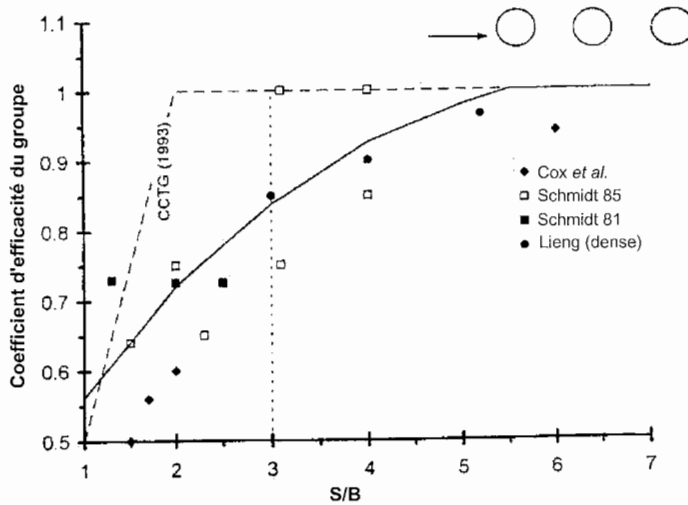


Figure 3.56. Coefficient d'efficacité η_{hl} pour un groupe de 3 micropieux disposés en ligne en fonction de l'espacement (Reese et al., 1994).

Remaud (1999, voir § 3.2.3), propose, pour les pieux disposés en ligne, les expressions simplifiées des coefficients de réduction P_m en fonction de l'espacement S/B , données dans le tableau 3.13 (schématisant les propositions des figures 3.19 et 3.22).

Bien qu'elles ne soient pas strictement comparables, on peut relever néanmoins que les valeurs de η proposées par Reese *et al.* sont sensiblement supérieures aux valeurs de P_m proposées par Remaud.

Tableau 3.13. Coefficients de réduction pour les pieux en ligne ($\beta = 0$), proposées par Remaud (1999).

| | Coefficient de réduction P_m | Espacement S/B |
|---|---------------------------------|------------------|
| Groupe de 2 pieux (refoulant ou non refoulant) | | |
| Pieu avant | 1 | \forall |
| Pieu arrière | $0,1 \cdot \frac{S}{B} + 0,3$ | < 7 |
| | 1 | ≥ 7 |
| Groupe de 3 pieux (non refoulant) | | |
| Pieu avant | $0,1 \cdot \frac{S}{B} + 0,4$ | < 6 |
| | 1 | ≥ 6 |
| Pieu milieu et arrière | $0,12 \cdot \frac{S}{B} + 0,16$ | < 7 |
| | 1 | ≥ 7 |

□ Disposition en rang

Quand la disposition des micropieux est perpendiculaire à la direction du chargement (disposés en rang, $\beta = 90^\circ$), comme le montre la figure 3.55b, l'interaction entre les micropieux est moins complexe que le cas précédent, mais elle est fonction de l'espacement entre les micropieux. Si la semelle est suffisamment rigide, chaque micropieu reprendra la même charge, mais sa charge limite sera inférieure à celle d'un micropieu isolé.

Les études expérimentales menées par Cox *et al.* (1984) et Lieng (1988), sur des micropieux verticaux chargés transversalement, comprennent aussi des essais de chargement de groupes de pieux disposés en rang. Reese *et al.* (1994) font une synthèse de ces essais et proposent une formulation semi-analytique simplifiée pour la détermination du coefficient d'efficacité de chaque pieu du groupe sous chargement horizontal;

$$\eta_{hr} = 0,5292 \left(\frac{S}{B} \right)^{0,5659} \quad \text{pour } 1 \leq S/B \leq 3,28$$

$$\text{et } \eta_{hr} = 1 \quad \text{pour } S/B \geq 3,28$$

Pour des espacements S/B supérieurs à 3, cas de la pratique courante, l'interaction entre les micropieux est négligeable.

Dans le cas des micropieux disposés en rang, le Fascicule 62-Titre V (1993) propose un coefficient d'efficacité de la réaction transversale du groupe η_h égal à 1, indépendamment de l'espacement entre les micropieux.

Dans le cadre du projet national Forever, une seule configuration a été étudiée dans la centrifugeuse par Remaud (1999): celle de trois pieux en rang tels que $S/B = 2$. Elle montre que, dans ce cas, le comportement de tous les pieux est affecté par la proximité des autres pieux. Remaud propose d'appliquer un coefficient de réduction $P_m = 0,8$ à $0,9$ sur les réactions du sol pour modifier les courbes de réaction $p-y$ des trois micropieux. Remarquons que l'expression de Reese *et al.* (1994) ci-dessus fournit $\eta_{hr} = 0,78$ pour $S/B = 2$. Toutefois, on ne peut pas conclure d'une façon générale sur le comportement des pieux disposés en rang sur la base de ce seul essai.

3.4.2.2. Effet de la mise en place des micropieux

L'effet de la mise en place des pieux sur leur comportement sous charge horizontale a été traité à la centrifugeuse du LCPC de Nantes par Remaud (1999).

Deux types de mise en place ont été testés: avec refoulement du sol (les pieux sont soit battus, soit foncés) et sans refoulement du sol (pieux moulés). Ces essais comparatifs ont été réalisés pour une série de groupes de trois pieux disposés en ligne par rapport à la direction de chargement ($\beta = 0^\circ$) et une série de groupes de deux pieux disposés également en ligne. La densité du sable est élevée ($I_D = 0,97$).

Pour les couples de pieux disposés en ligne l'influence de la mise en place des pieux sur l'effet de groupe est négligeable. Les mêmes coefficients de réduction P_m sur les courbes $p-y$ sont proposés pour les deux types de mise en place, mais qui varient avec l'espacement relatif S/B entre les pieux (Fig. 3.19 et tableau 3.13).

Pour les groupes de trois pieux disposés en ligne, une différence entre les deux modes d'installation apparaît pour le comportement des pieux avant. La courbe de chargement du pieu avant avec refoulement (battu) est très proche de celle du pieu isolé, contrairement au pieu avant sans refoulement (moulé) qui présente une modification de comportement par rapport au pieu isolé.

Les coefficients de réduction P_m des pieux refoulant le sol sont plus forts que ceux des pieux non refoulant, sauf dans le cas des pieux milieu et arrière à $S/B = 2$, pour laquelle une valeur commune est proposée (voir Fig. 3.22). Les coefficients de réduction de la réaction du sol proposés par Remaud pour chaque mode d'installation sont représentés sur la figure 3.22. Rappelons que l'indice de densité I_D vaut $0,97$.

3.5. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

3.5.1. Portance des groupes de micropieux

Les résultats expérimentaux du projet national Forever ont montré un effet de groupe positif ($C_e > 1$) pour des groupes comportant un grand nombre de micropieux élançés. On peut affirmer que l'effet de groupe est dans ce cas dû à l'« enserrement du sol » entre les micropieux. Cela est corroboré par les bons coefficients d'efficacité trouvés sur les frottements latéraux lorsqu'ils ont pu être déterminés indépendamment de la résistance de pointe. Le rôle joué par le ou les micropieux centraux d'un groupe dans certaines expérimentations montre également le rôle de l'enserrement dans l'effet de groupe.

Ceci dit, l'effet de groupe apparaît optimal pour une valeur de l'entraxe relatif S/B entre les micropieux comprise entre 2,5 et 4. Pour des valeurs inférieures de cet entraxe, il semblerait que l'enserrement devienne trop fort provoquant une rupture de type bloc de l'ensemble sol et micropieux dont la portance globale diminuerait. Pour des valeurs supérieures, l'enserrement se réduit et la portance du groupe tend vers celle des micropieux isolés ($C_e = 1$).

Il y a diminution de la portance par rapport aux micropieux isolés ($C_e < 1$) pour des groupes comportant un petit nombre de micropieux qui n'assurent plus un enserrement suffisant du sol entre les micropieux.

Il convient d'ailleurs de remarquer que les coefficients d'efficacité évoqués ci-dessus sont des coefficients globaux qui masquent, dans le cas de pieux courts, l'effet de groupe positif sur le frottement latéral.

Il est évident que l'enserrement peut être amélioré par certaines méthodes de mise en place des micropieux plutôt que par d'autres, toutes choses égales par ailleurs. Ainsi dans des sables lâches, des micropieux de type foré-injecté ou de type battu ou foncé sont susceptibles de développer un bon frottement latéral d'enserrement.

La mise en place apparaît comme un paramètre important. Malheureusement, il n'a pas été possible d'examiner systématiquement ce paramètre dans le cadre du projet national Forever, compte tenu du nombre considérable d'essais qu'il aurait fallu réaliser pour les diverses natures de sol à explorer (sables lâches et denses, sols cohérents, etc.).

En conclusion sur la portance des groupes de micropieux, nous recommandons de privilégier les paramètres et les conditions de mise en place qui favorisent un enserrement optimal.

Nous ne pensons pas qu'il soit possible de quantifier précisément l'effet de groupe apporté par tel ou tel paramètre comme peuvent le laisser entendre certaines

études ou règles de calcul. La situation des micropieux, dans l'état actuel des recherches sur les groupes, n'est guère différente, en ce sens, de celle qui prévaut pour les groupes de pieux de diamètre usuel. Cependant, il est clair qu'il est plus facile de favoriser l'effet d'enserrement pour les groupes de micropieux que pour les groupes de pieux de « grand » diamètre.

En ce qui concerne les reprises en sous-œuvre, il est confirmé dans le projet national Forever, au travers de l'expérience du pont de Pierre à Bordeaux, que l'utilisation de micropieux est une solution adaptée et efficace pour la stabilisation des mouvements des constructions anciennes.

3.5.2. Reprise des efforts horizontaux par les groupes de micropieux

Les expérimentations menées dans le cadre du projet national Forever, sur des groupes chargés horizontalement, montrent que les effets de groupe sont tout à fait semblables à ceux que l'on connaît pour les pieux de diamètre usuel :

- la résistance horizontale et globale d'un groupe est inférieure à la résistance de la somme des micropieux pris isolément, notamment à cause de l'effet d'ombre créé par les pieux avant sur les pieux arrière; cet effet d'ombre négatif peut être négligé à partir d'un entraxe de 6 à 7 diamètres;
- lorsque les micropieux sont disposés en rang (perpendiculaires à la direction du chargement), la résistance horizontale du groupe se trouve également diminuée par suite des interactions mécaniques dans le sol; cependant, cette diminution semble modeste et peut être négligée au-delà de l'entraxe habituel de trois diamètres;
- les micropieux refoulant le sol présentent une meilleure rigidité au chargement horizontal que les pieux ne refoulant pas le sol.

3.5.3. Méthodes de calcul des groupes de micropieux en déplacement

Le projet national Forever a été l'occasion de développer le programme de calcul GOUPEG, qui repose sur l'utilisation des fonctions de transfert de charge ($t-z$) et ($p-y$) et de l'élasticité linéaire pour les interactions mécaniques entre les micropieux.

Il est clairement montré que les méthodes développées pour les pieux de diamètre usuel, reposant sur les résultats des essais pressiométriques, sont applicables telles quelles aux groupes de pieux de petit diamètre.

Pour le calcul des groupes en déplacement, il y a lieu de bien distinguer deux effets de groupe de nature tout à fait différente :

- les effets dus à la mise en place des micropieux qui modifient les propriétés du sol dans la masse et aux interfaces, tant en rigidité qu'en effort limite (frottement limite, pression ultime);
- l'effet dû aux interactions mécaniques entre les micropieux (superposition des déplacements).

Deux remarques s'imposent en ce qui concerne ce second effet. D'une part, il est par essence négatif (pour des efforts allant dans le même sens), le déplacement d'un micropieu en groupe étant toujours supérieur au déplacement du micropieu isolé. D'autre part, il est le seul à pouvoir être déterminé par les méthodes de calcul numériques en déplacement.

Les modifications des propriétés du sol résultant de la mise en place ne peuvent être, à l'heure actuelle, que des estimations qu'il faut effectuer avant d'entamer le calcul numérique. En effet, on ne sait pas les modéliser numériquement et, par ailleurs, les données expérimentales disponibles sont rares.

RÉFÉRENCES

Rapports Forever

- DUBREUCQ T., GARNIER J., FAVRAUD C. – *Effet de groupe sous charge axiale*. Rapport interne n° FO/94/06, 1995.
- DUBREUCQ T. – *Renforcement du sol par micropieux. Chargement vertical de réseaux de micropieux en centrifugeuse*. Rapport interne n° FO/96/10, 1998.
- FORAY, P., BRANQUE, D., MAIRE DU POSET A., NGUYEN TRI – *Étude des groupes de micropieux sous charge axiale en chambre d'étalonnage*. Rapport interne n° FO/94/13, 1995.
- FORAY P., ESTEPHAN R – *Synthèse des essais de chargement vertical de groupes et de réseaux de 18 micropieux (modèle de Lizzi), réalisés sur des modèles réduits de micropieux dans une grande cuve expérimentale*. Rapport interne n° FO/98-99/09, 2001, 11 p.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C. – *Essais de chargement de micropieux modèles isolés et en groupe en minichambre d'étalonnage, thèmes 1.3 et 2.3*. Rapport interne n° FO/94/14, 1996.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C., Le Kouby A. – *Essais de chargement de micropieux modèles instrumentés en chambre d'étalonnage: mise en évidence des effets de groupe*. Rapport interne n° FO/96/04, 1997.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C., LE KOUBY A. – *Comportement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage sous chargement vertical monotone et cyclique: application aux effets de groupe*. Rapport interne n° FO/97/06, 1999.
- FRANK R., MALÉKI K. – *Analyse des groupes de micropieux par approche semi-analytique, thème 2.6*. Rapport interne n° FO/95/01, 1995.
- GANGNEUX P., PLUMELLE C. – *Expérimentation en vraie grandeur de réseaux de micropieux. Exécution des micropieux*. Rapport interne n° FO/96/09, 1997.
- GANGNEUX P., PLUMELLE C. – *Expérimentations en vraie grandeur sur des micropieux isolés, en groupes et en réseaux sur le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse. Excavation du massif après la réalisation des essais de chargement*. Rapport interne n° FO/96/12, 1999.
- LEDOUX J.-L. – *Renforcement de piles du pont de Pierre de Bordeaux par micropieux*. Rapport interne n° FO/95/09, 2001.
- LE KOUBY A., CANOU J., DUPLA J.-C. – *Étude comparative du comportement mécanique de groupes et de réseaux de micropieux modèles en chambre d'étalonnage*. Rapport interne n° FO/98-99/05, 2001.
- MALÉKI K., FRANK R. – *Groupes de pieux chargés axialement*. Rapport interne n° FO/93/06, 1994.
- MALÉKI K., FRANK R., MAUREL C. – *Étude de l'effet de groupe sous charge axiale (expérimentation de Rueil-Malmaison)*. Rapport interne n° FO/94/02.
- PELLO T., PLUMELLE C., RAYNAUD D. – *Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Réalisation des micropieux*. Rapport interne n° FO/94/05.

- PERLO S., FRANK R. – *Analyse du comportement de micropieux isolés et en groupe: site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (essais réalisés en 1995)*. Rapport interne n° FO/96/05, 1997.
- PERLO S., DEGNY E., FRANK R. – *Analyse du comportement des groupes de micropieux sous charge transversale. Application au site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (essais réalisés en 1995)*. Rapport interne n° FO/97/04, 1998.
- PLUMELLE C., PELLO T., RAYNAUD D. – *Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Construction du site d'essais*. Rapport interne n° FO/94/01, 1995.
- PLUMELLE C., RAYNAUD D. – *Essais de chargement des micropieux isolés et des groupes*. Rapport interne n° FO/95/03, 1996.
- SHAHROUR I., ATA N. (1995). *Calcul des groupes de micropieux à l'aide de la méthode des modules de réaction (p-y)*. Rapport interne n° FO/94/10.
- SHAHROUR I., ATA N. – *Construction numérique des courbes de réaction (p-y) pour les groupes de micropieux: vérification sur les calculs tridimensionnels*. Rapport interne n° FO/95/07, 1996.
- SHAHROUR I., ATA N. – *Étude du comportement des micropieux sous chargement latéral avec prise en compte du couplage fluide-squelette*. Rapport interne n° FO/96/06, 1997.

Autres références

- BAGUELIN, FRANK et JEZEQUEL – « Quelques résultats théoriques sur l'essai d'expansion dans les sols et sur le frottement latéral des pieux ». *Bulletin de liaison des LPC* n° 78, juil.-août, 1975, p. 131-136
- BAGUELIN, FRANK, SAÏD – « Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles ». *Geotechnique* 27, n° 3, 1977, p 405-434.
- BROWN, SHIE – « Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile ». *Computer and Geotechnics*, vol. 12, n° 2, 1991, p.149-162.
- BRUCE, JURAN (1997). « Drilled and grouted micropiles ». *State of practice review*, Publication FHWA-RD-96-017.
- BUSTAMANTE, DOIX – « Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés ». *Bulletin de liaison des LPC*, 140, novembre-décembre 1985.
- COPREC – *Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des micropieux Type II*. 1982
- COX *et al.* – « Lateral load tests on 25.4 mm diameter piles in very soft clay in side-by-side and line-by-line groups. Laterally loaded deep foundations: analysis and performance ». *American Society for Testing and Materials*, SPT 835, 1984.
- DEGNY, ROMAGNY – « Présentation du programme de calcul général des groupes de pieux GOUPIL ». *Bulletin de liaison des LPC*, n° 162, juil.-août 1989, p. 3-12.
- « Fascicule 62-Titre V. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». *Cahier de clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux*. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1993.

- GARNIER – « Modèles physiques en géotechnique: étude des connaissances et évolutions récentes ». *Conférence 1^{re} biennale Coulomb*, 2001.
- LIZZI F. – « Reticulated root piles to correct landslides ». *Proceed. ASCE Annual Meeting*, Chicago, 1978.
- LIENG – *Behavior of laterally loaded piles in sand. Large scale model tests*. PhD dissertation department of civil engineering, Inst. für Bodenmech. 66, Karlsruhe, 1988.
- LIZZI, CARNEVALE – « Les réseaux de pieux racines pour la consolidation des sols. Aspects théoriques et essais sur modèles ». *Colloque Fondations profondes*, Paris, 1979, p. 317-324.
- LO – « Discussion to paper by Y.O. Beredugo ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 4, 1967, p. 353-354.
- O'NEILL – « Group action in offshore piles ». *Proceed. ASCE Conference, Geotechnical Practice in offshore Engineering*, Austin, 1983, p. 25-64.
- POULOS, DAVIS – *Pile Foundation Analysis and Design*. Robert E. Krieger Publishing Company, 1990.
- REESE *et al.* – *Documentation of computer program GROUP. Analysis of a group of piles subjected to axial and lateral loading*. Ensoft, Inc., Austin, Texas, 1994, 370 p.
- REMAUD – *Pieux sous charges latérales: étude expérimentale de l'effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes, LCPC, 1999, 229 p.
- SCHMIDT – « Group action of laterally loaded bored piles ». *Proceed. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 1981, p. 833-837.
- SCHMIDT (1985). « Horizontal load tests on files of large-diameter bored piles ». *Proceed., 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 1985, p. 1569-1573.
- VESIC – « Experiment with instrumented pile groups in sand ». *ASTM Special Technical Publication n° 444*, 1969, p. 172-222.

Réseaux de micropieux

4.1. INTRODUCTION

On appelle réseau de micropieux un ensemble de micropieux rapprochés dont la majorité est inclinée d'une manière convergente (entrecroisement dans le sol). Les réseaux de micropieux constituent un système de fondation dont le comportement est complexe. Les réseaux ont été particulièrement développés par Lizzi en Italie pour le renforcement des fondations de constructions anciennes, élancées pour la plupart (campaniles, tours, etc.) (Lizzi, 1982). Outre un bien meilleur comportement que les groupes sous chargement horizontal, l'intérêt des réseaux pourrait aussi résider dans une portance verticale plus élevée que celle du groupe équivalent, comme observé par Lizzi (1978) lors d'essais sur modèles réduits.

Le comportement des micropieux en réseau, comprenant des études expérimentales et théoriques, réalisées dans le cadre du projet national Forever, fait l'objet de ce chapitre.

Les études expérimentales concernent le comportement de réseaux élémentaires : chevalet (2 micropieux), double chevalet (4 micropieux) et 5 micropieux en étoile, ainsi que celui de réseaux proprement dits (réseaux de 18 micropieux du type de ceux étudiés par Lizzi, 1978).

Ces essais ont été réalisés en vraie grandeur (sur site expérimental ou en chantier) et en modèle réduit (en centrifugeuse, en chambre d'étalonnage ou en cuve d'essai). Les chargements ont été verticaux ou horizontaux.

4.2. Études expérimentales sur le comportement des réseaux de micropieux

L'effort initial sur les réseaux a porté sur le site expérimental de Saint Rémy-lès-Chevreuse, dans la continuité logique des essais de groupes. Cependant, pour différentes raisons, il n'a pu être étudié que 3 réseaux élémentaires de 4 micropieux (doubles chevalets). Les recherches se sont alors orientées vers des programmes d'essais en modèles réduits cherchant à étudier divers aspects soulevés par l'interprétation des essais de Lizzi (1978) et respectant autant que possible les conditions de similitude. Ces programmes ont concerné :

- des essais de 4 réseaux de 18 micropieux en centrifugeuse au LCPC à Nantes ;
- des essais de 4 réseaux de 5 micropieux en chambre d'étalonnage au Cermes ;
- des essais de 6 réseaux de 18 micropieux dans la cuve expérimentale du laboratoire 3S de Grenoble.

Par ailleurs, des expérimentations de simples chevalets, sur chantier, ont pu être menées : il s'agit des chantiers de Littleville (Alabama, USA) et de Saint-Maurice (Val-de-Marne).

Le problème majeur auquel s'est heurté le programme expérimental du projet national Forever a été l'importance du nombre de paramètres à prendre en compte pour avoir une base de données significative (méthode de mise en œuvre, espacement, inclinaison et élanement des micropieux, déformabilité et résistance du sol, hétérogénéités diverses, etc.). Comme mentionné précédemment, il a donc été nécessaire de recourir à d'autres essais que des essais en vraie grandeur. Comme pour les groupes et pour le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse, les essais sur modèles réduits en centrifugeuse, en chambre d'étalonnage et en cuve expérimentale n'ont pu être menés que sur du sable de Fontainebleau (mis en place dans des conditions contrôlées).

4.2.1. Essais en vraie grandeur sur le site expérimental du CEBTP

Trois réseaux de micropieux, constitués chacun de quatre micropieux inclinés à 20° sur la verticale et placés en deux paires de chevalets de façon à former un réseau bidimensionnel, ont été réalisés (Durot et Plumelle, 1996, FO/96/02 ; Gagneux et Plumelle, 1997, FO/96/09).

Les trois réseaux diffèrent par la position du point d'entrecroisement des micropieux qui est respectivement situé hors du sol, au tiers et à la moitié de la profondeur (Fig. 4.1, et 4.2). Les entraxes, au niveau de la face inférieure de la semelle de liaison, sont respectivement $S = 4 B$, $12 B$ et $17 B$. L'entraxe moyen permet, dans tous les cas, de considérer que les micropieux n'ont pas d'interaction entre eux sur leur plus grande longueur (micropieux isolés).

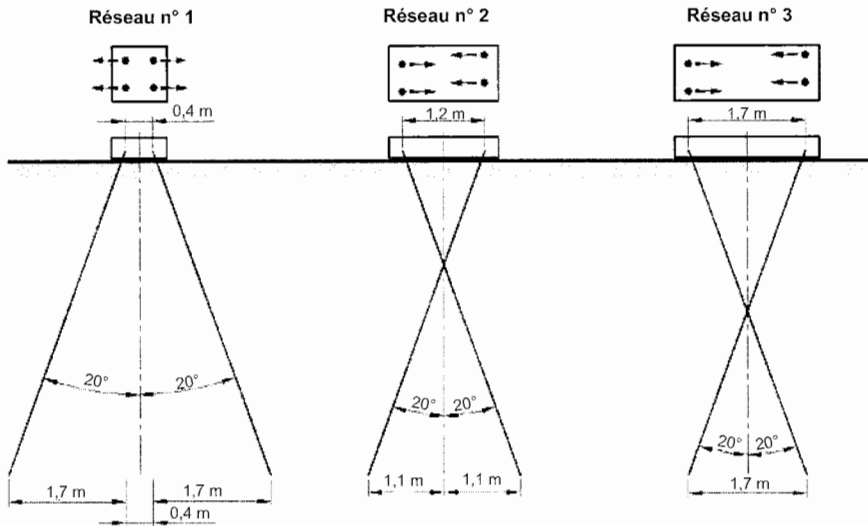


Figure 4.1. Géométrie des chevalets des trois réseaux de micropieux de Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

Les micropieux sont de type II_h (voir chapitre 1). Ils sont constitués de tubes métalliques 50/40 mm, placés dans des forages de 100 mm de diamètre et de 5 m de profondeur, puis scellés sur toute la longueur des forages. Les tubes sont équipés en tête de platines 200 mm × 200 mm × 20 mm permettant de les fixer dans un massif de liaison en béton armé.

Le site expérimental du CEBTP est constitué par un massif de sable de Fontainebleau de dimensions 10 m × 10 m × 6 m mis en place de façon contrôlée (voir paragraphe 3.2.1 du chapitre III). Les caractéristiques principales du sable sont données ci-après (Plumelle *et al.*, 1995, FO/94/01):

- poids volumique sec: $14,4 \text{ kN/m}^3 < \gamma_d < 14,82 \text{ kN/m}^3$;
- indice de densité: $0,53 < I_D < 0,62$;
- teneur en eau: $7,90 \leq w \leq 10,8 \%$.

Les caractéristiques au pénétromètre dynamique et au pressiomètre sont:

- résistance en pointe: $0,9 \text{ MPa} < q_d < 3,0 \text{ MPa}$;

- module pressiométrique: $2,2 \text{ MPa} < E_M < 6,3 \text{ MPa}$;
- pression limite: $0,25 \text{ MPa} < p_l < 0,56 \text{ MPa}$.

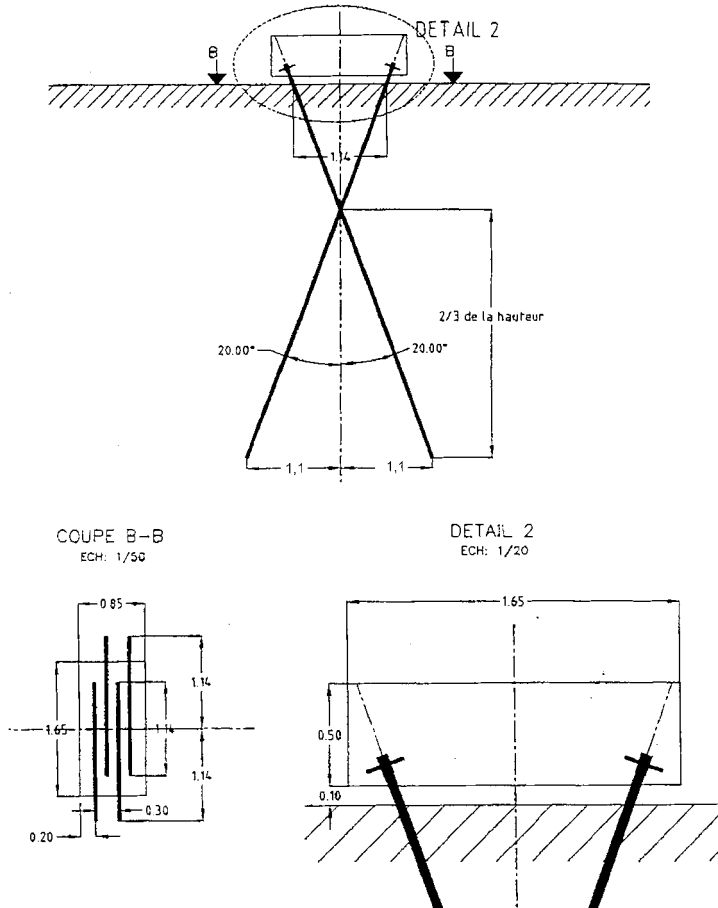


Figure 4.2. Schéma du réseau n° 2 (double chevalet) du site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

□ Essais de chargement vertical

La figure 4.3 donne les courbes de chargement pour les trois doubles chevalets (Bonnet *et al.*, 1998, FO/06/11). On constate que les résultats apparaissent indépendants de la profondeur du point d'entrecroisement des micropieux (courbes de chargement quasiment confondues).

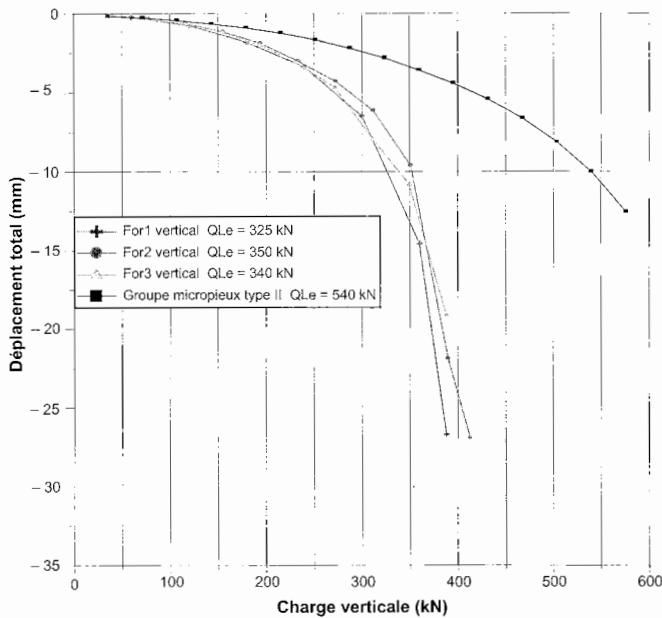


Figure 4.3. Comparaison entre les résultats des essais de chargement vertical des réseaux en double chevalet et du groupe de 4 micropieux.

□ Comparaison entre le comportement des groupes et des réseaux en double chevalet sous chargement vertical

La figure 4.3 compare également les courbes de chargement obtenues pour les trois réseaux en double chevalet à la courbe de chargement obtenue sur le groupe de 4 micropieux verticaux de type II_h, ayant un entraxe $S/B = 2$ (voir § 3.2.1 du chapitre 3). On constate que les réseaux en double chevalet ont un comportement plus défavorable et moins résistant que le groupe équivalent.

Pour la charge limite conventionnelle Q_{le} , déterminée à 10 mm de tassement, et la charge critique de fluage Q_c , on relève entre le groupe et les réseaux en double chevalet les relations approchées suivantes :

$$Q_{le}(\text{réseau}) = 2/3 Q_{le}(\text{groupe})$$

$$Q_c(\text{réseau}) = 2/3 Q_c(\text{groupe})$$

Pour ce qui est de la déformabilité, si aux très faibles charges la raideur est à peu près la même pour le groupe et les chevalets, en revanche la raideur du groupe est environ deux fois plus grande que celle des réseaux en double chevalet à la charge critique de fluage.

Ces résultats non attendus, s'avèrent en fait logiques puisqu'il n'y a pas de véritable enserrement du sol entre les micropieux dans ces réseaux élémentaires en double chevalet.

Essais de chargement horizontal

Contrairement aux chargements verticaux, les résultats des chargements horizontaux avec la direction de l'effort dans le plan du chevalet, montrent une très nette différence de comportement entre les trois réseaux (Fig. 4.4). La première disposition du double chevalet (point d'entrecroisement hors du sol) donne les meilleurs résultats et la seconde (point d'entrecroisement au tiers de la profondeur) les moins bons. Ces résultats sont présentés dans le tableau 4.1.

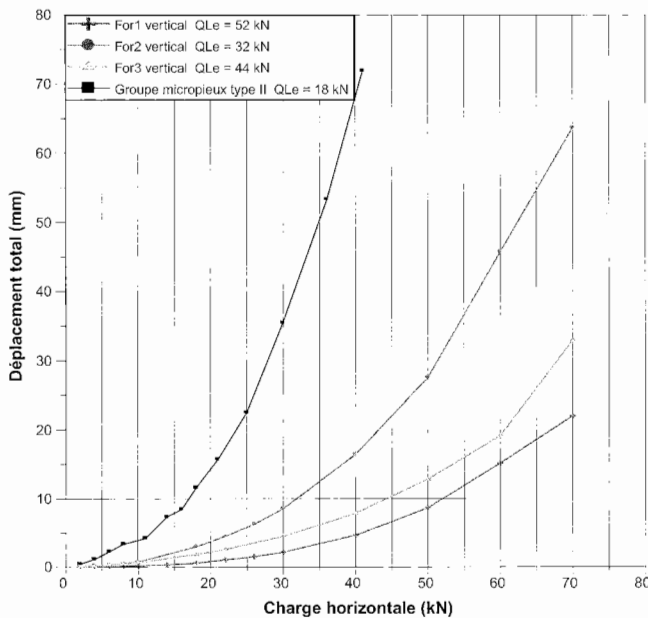


Figure 4.4. Comparaison entre les résultats des essais de chargement horizontal des réseaux en double chevalet et du groupe de 4 micropieux.

Tableau 4.1. Comparaison des résultats du chargement horizontal des 3 réseaux.

| | Réseau 1 | Réseau 2 | Réseau 3 |
|-------------------------------------|----------|----------|----------|
| Charge limite Q_l conventionnelle | 52 kN | 32 kN | 44 kN |
| Déplacement s sous $Q = 70$ kN | 22 mm | 64 mm | 33 mm |
| Raideur k | 67 kN/mm | 14 kN/mm | 17 kN/mm |

Lors des chargements les micropieux reprennent des efforts de traction ou de compression, ainsi que des moments fléchissants. Il a pu être observé, lors de l'excavation du massif de sable (voir ci-après), des zones de coulis intact et des zones de coulis fissuré dans les micropieux.

□ *Comparaison entre le comportement du groupe et ceux des réseaux en double chevalet sous chargement horizontal*

Sous chargement horizontal, les réseaux de micropieux en double chevalet montrent un comportement nettement plus performant que le groupe de 4 micropieux de type II_h (Fig. 4.4), ce qui est conforme au mécanisme de reprise d'un effort horizontal par traction et compression dans les micropieux inclinés.

□ *Excavation*

Une excavation complète du massif de sable du site expérimental a été effectuée à la fin de l'ensemble des essais (Gangneux et Plumelle, 1999, FO/96/12). Les observations sur les micropieux déterrés ont permis de tirer les enseignements suivants :

- le diamètre final des micropieux est en moyenne assez proche du diamètre de forage (100 mm);
- pour la plupart des micropieux forés de type II, le tube (armature) est largement excentré;
- la plupart des micropieux de type II ont été surforés d'environ 0,50 m dans leur longueur;
- les micropieux forés de type II des doubles chevalets présentent des fûts beaucoup plus irréguliers que ceux préalablement réalisés pour les groupes;
- aucune armature de micropieu ne présente de signe de plastification;
- les micropieux R-Sol montrent une rugosité particulièrement marquée.

L'excavation du massif de sable montre de plus que les micropieux réalisés (avec excroissances et bulbes à l'injection, excentrement de l'armature, etc.) ne correspondent pas à la structure idéale de calcul utilisée pour déterminer les efforts dans ces micropieux à partir de l'enregistrement des jauges de déformation.

4.2.2. Essais sur chantiers

□ *Littleville (Alabama)*

Une stabilisation de pente par un mur ancré constitué d'un ensemble de chevalets a été réalisée à Littleville (Alabama) dans le cadre du projet national Forever (Brown et Chancellor, 1997). L'appellation anglaise *A shaped wall* (ou mur en forme de A) d'une telle structure rappelle précisément la forme en chevalet. Toutes les têtes des ancrages précontraints et des micropieux sont reliées en surface par une semelle en béton armé.

La longueur totale du mur est de 165 m et comprend 432 micropieux et 44 ancrages. Les micropieux sont formés de tubes métalliques de 113 mm de diamètre extérieur et de 7,5 mm d'épaisseur, scellés dans un forage de 150 mm de diamètre.

Deux sections du mur sont instrumentées. L'instrumentation comprend (Fig. 4.5):

- des paires de jauges de déformation le long des micropieux (*strain gauge pair*), afin de mesurer l'effort axial et le moment fléchissant;
- des capteurs de force sur les ancrages;
- des piézomètres;
- des tassomètres;
- des nivelles inclinométriques placées sur la semelle de liaison;
- des inclinomètres au niveau de la semelle, ainsi qu'en amont et en aval afin de suivre les mouvements de la pente.

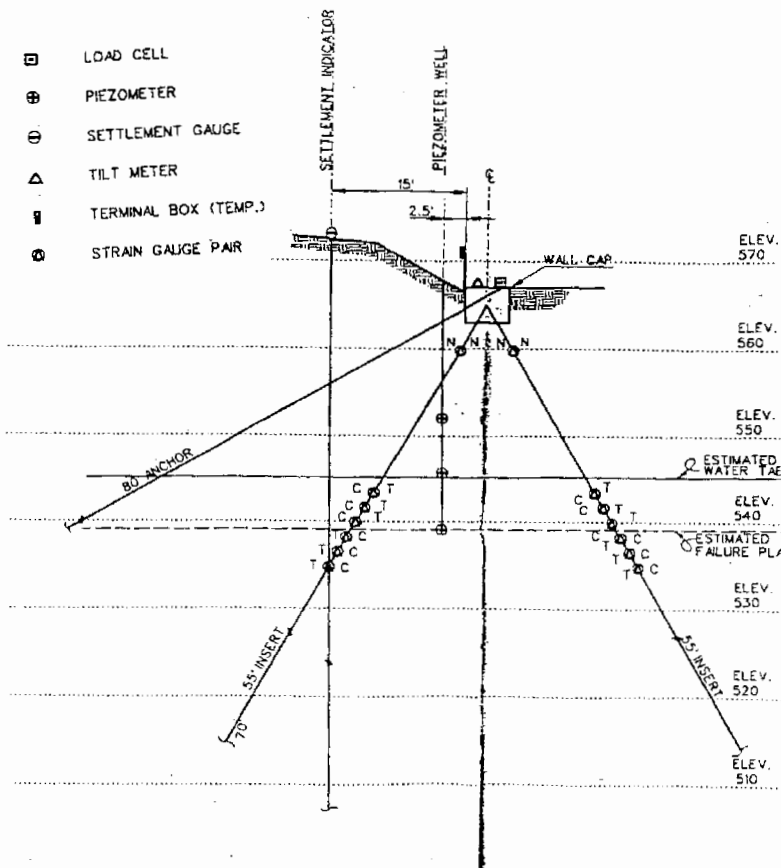


Figure 4.5. Coupe du mur instrumenté à la section 1 + 70.

Les résultats des mesures des efforts axiaux et du moment fléchissant dans les pieux amont (*uphill*) et les pieux aval (*downhill*) sont donnés respectivement sur les figures 4.6 et 4.7 pour les efforts axiaux et sur les figures 4.8 et 4.9 pour les moments fléchissants, dans le cas de la section 2 + 70 jugée la plus satisfaisante. Les pics des forces axiales (correspondant aux points d'inversion du sens du frottement latéral) permettent de situer la surface du glissement potentiel qui a été stabilisée par les micropieux. Les pics des moments devraient théoriquement être situés de part et d'autre de cette surface. Ceci apparaît être le cas en aval (Fig. 4.9). En revanche, pour l'amont, seul le pic dans la masse de sol résistante (pic le plus marqué) est conforme à la théorie.

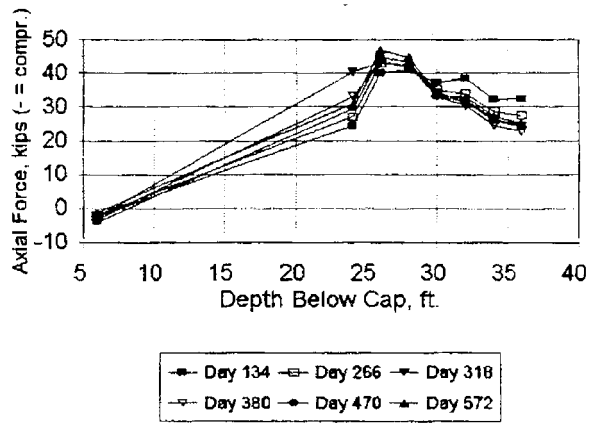


Figure 4.6. Forces axiales mesurées sur le micropieu amont à la section 2 + 70.

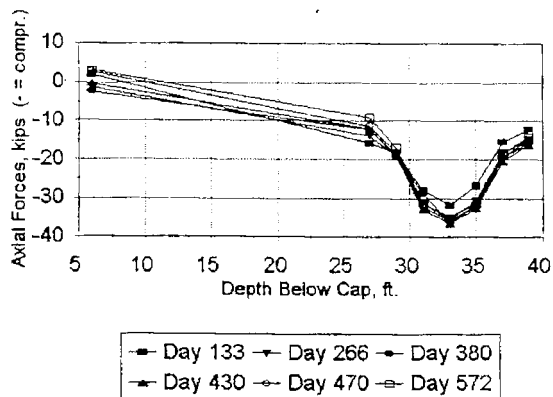


Figure 4.7. Forces axiales mesurées sur le micropieu aval à la section 2 + 70.

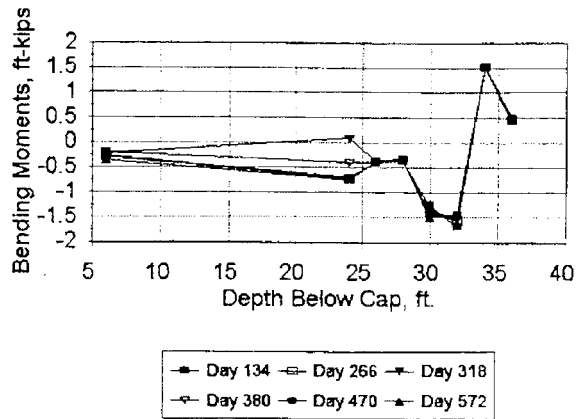


Figure 4.8. Moments fléchissants le long du micropieu amont à la section 2 + 70.

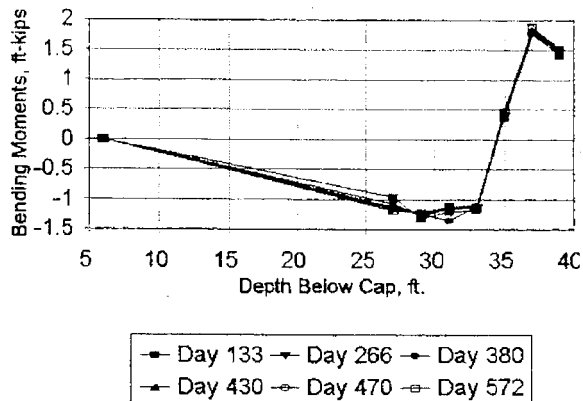


Figure 4.9. Moments fléchissants le long du micropieu aval à la section 2 + 70.

Avant le début de la construction du mur (juin 1994), les mouvements étaient de l'ordre de 15 mm. Jusqu'à la fin de la construction, en décembre 1994, 7 mm se produisirent encore. Par la suite, les mouvements furent de l'ordre de 1,5 mm au niveau du mur et de 2 mm en amont et en aval. La pente est alors considérée comme stabilisée.

□ Saint-Maurice

À l'occasion de la construction d'un mur antibruit, fondé sur des chevalets, un essai de chargement latéral avec instrumentation a été réalisé sur un élément de fondation (Borel, 2000, FO/98-99/02). Cet élément de fondation est constitué d'une semelle en tête reposant sur deux micropieux de 17 m environ, dont l'un est incli-

né de $13,5^\circ$ sur la verticale, ancrés dans le calcaire situé vers 12 m de profondeur (Fig. 4.10 et 4.11).

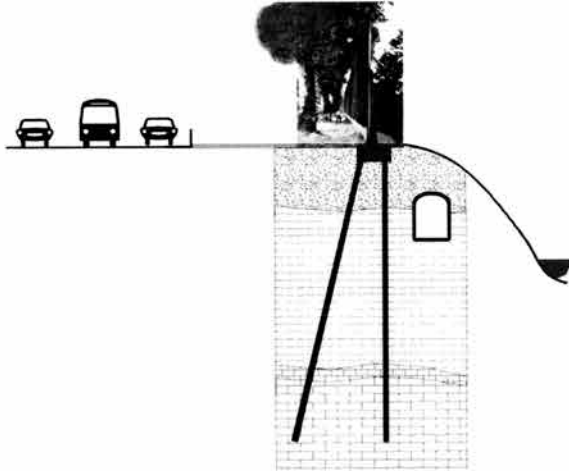


Figure 4.10. Coupe de principe de l'ouvrage (zone F Nord – écran de 6,60 m).

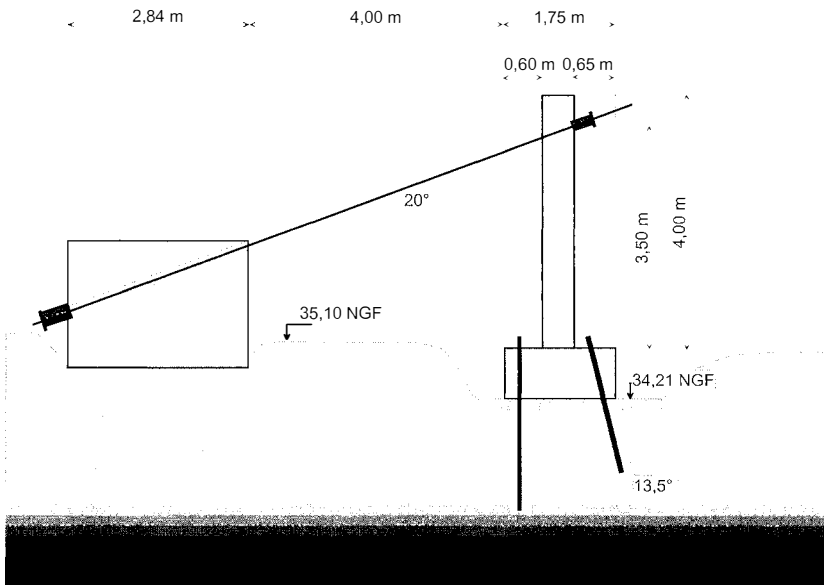


Figure 4.11. Coupe du dispositif d'essai.

Les micropieux sont du type II (injection gravitaire) avec un diamètre de forage de 250 mm et une armature constituée de tronçons de tube raccordés (tableau 4.2).

Tableau 4.2. Caractéristiques des micropieux.

| Longueur et cote du fond du forage | | |
|------------------------------------|--------------------|------------------------|
| Micropieu | Longueur de forage | Cote du fond de forage |
| vertical | 16,83 m | 18,24 NGF |
| incliné (13,5 degrés) | 17,31 m | 18,23 NGF |

| Longueur et épaisseur de l'armature des micropieux | | | | |
|--|--------------------------------|------------------------------|-------------------------------|----------------------------|
| Micropieu | Tronçon de tête | Tronçon central | Tronçon de pied | Cote du pied de l'armature |
| vertical | $L_1 = 5,6$ m $e_1 = 11$ mm | $L_2 = 3$ m $e_2 = 11$ mm | $L_3 = 8$ m $e_3 = 7,1$ mm | 18,61 NGF |
| incliné (13,5°) | $L_1 = 6$ m $e_1 = 11$ mm | $L_2 = 3$ m $e_2 = 11$ mm | $L_3 = 8$ m $e_3 = 7,1$ mm | 18,68 NGF |

| | Caractéristiques mécaniques des armatures | | | |
|--------------|---|----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | Diamètre (mm) | Épaisseur (mm) | E_S (MPa.m ²) | E_I (kPa.m ²) |
| Tube en tête | 88,9 | 11 | 450 | 329 |
| Tube courant | 88,9 | 7,1 | 270 | 214 |

L'instrumentation très complète comprend :

- 8 capteurs de déplacement placés sur la semelle;
- 2 nivelles micrométriques pour mesurer la rotation de la semelle;
- des jauges de déformation collées sur les armatures des micropieux;
- 2 tubes inclinométriques placés à l'intérieur des tubes armatures des micropieux;
- des mesures de nivellement;
- des mesures de pression totale placées sous la semelle.

La force F, inclinée de 20° sur l'horizontale, est appliquée par paliers de 15 kN, maintenus une heure environ. À 120 kN, un déchargement est effectué, suivi d'un rechargement jusqu'à 150 kN.

La figure 4.12 montre la rotation de la semelle au cours du chargement. Celle-ci reste faible jusqu'à la charge de 75 kN où l'on note un décrochement suivi d'une évolution rapide, correspondant à la fissuration du béton de propreté à l'avant de la semelle ainsi qu'à l'arrachement du micropieu arrière.

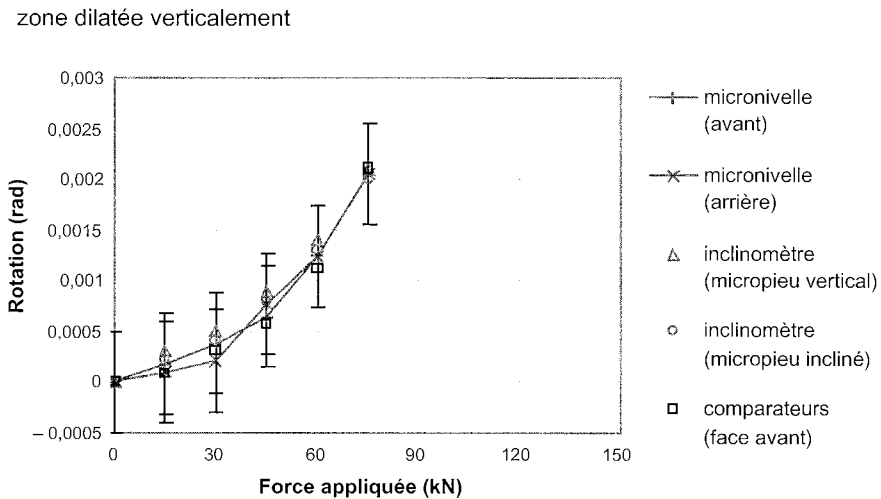
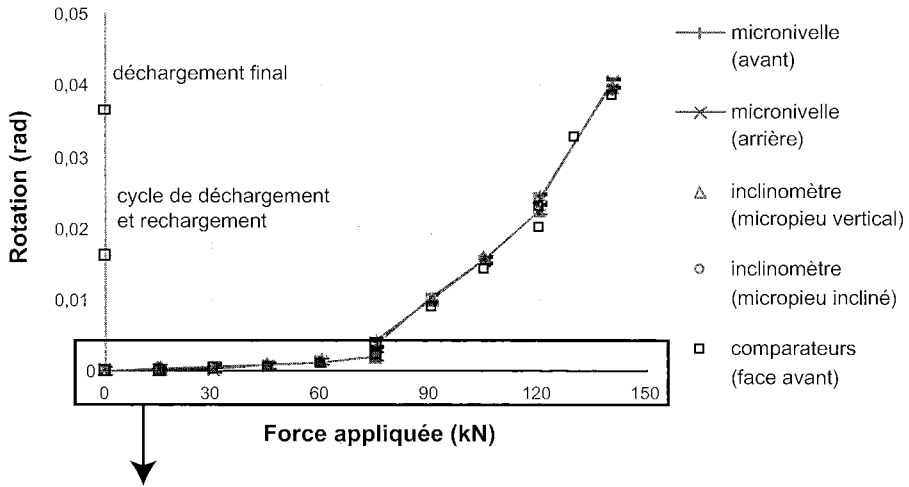


Figure 4.12. Rotation de la semelle autour de l'axe Ox .

La figure 4.13 présente la mobilisation des efforts axiaux dans les micropieux, déterminée à partir des mesures de déformation des tubes et des rigidités de compression/traction ES théoriques d'acier et de coulis. Le micropieu vertical (avant) travaille en compression, alors que le micropieu incliné (arrière) travaille en traction. Une grande partie du frottement latéral est mobilisée dans les alluvions.

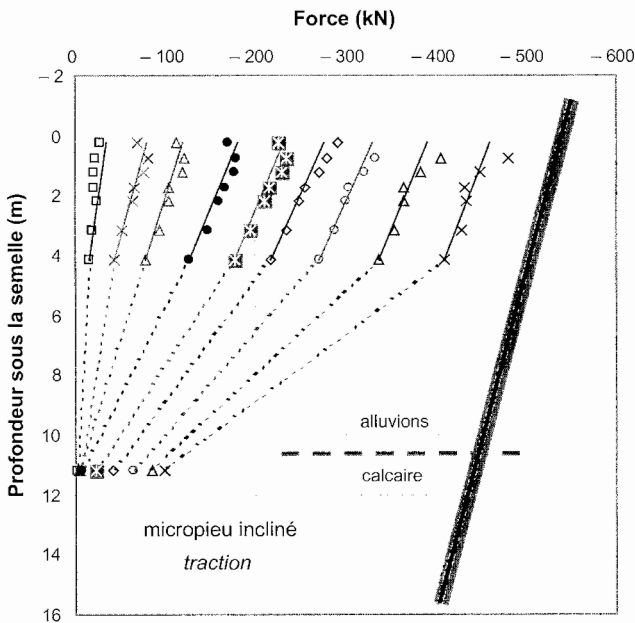
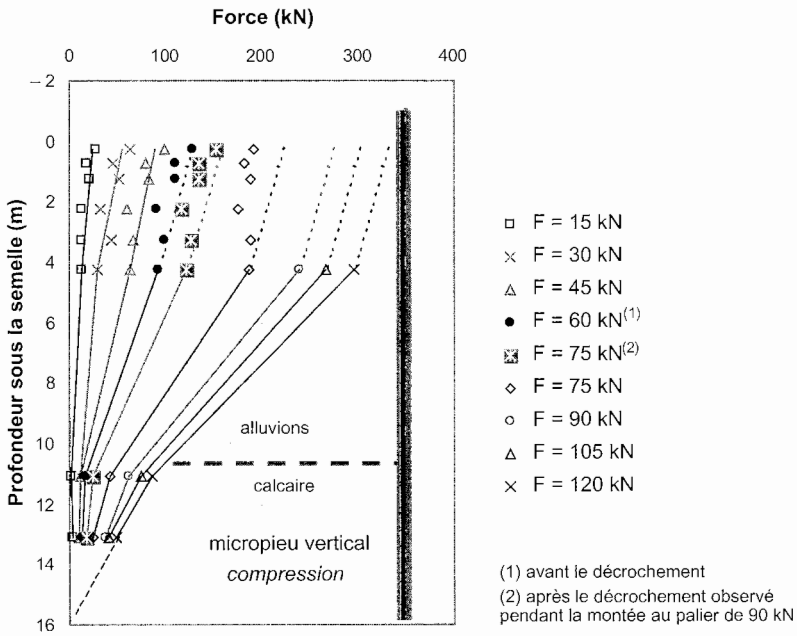


Figure 4.13. Effort axial dans les micropieux.

La figure 4.14 présente les courbes de mobilisation du frottement axial moyen obtenu dans les alluvions, ainsi que les courbes de chargement axial en tête des deux micropieux.

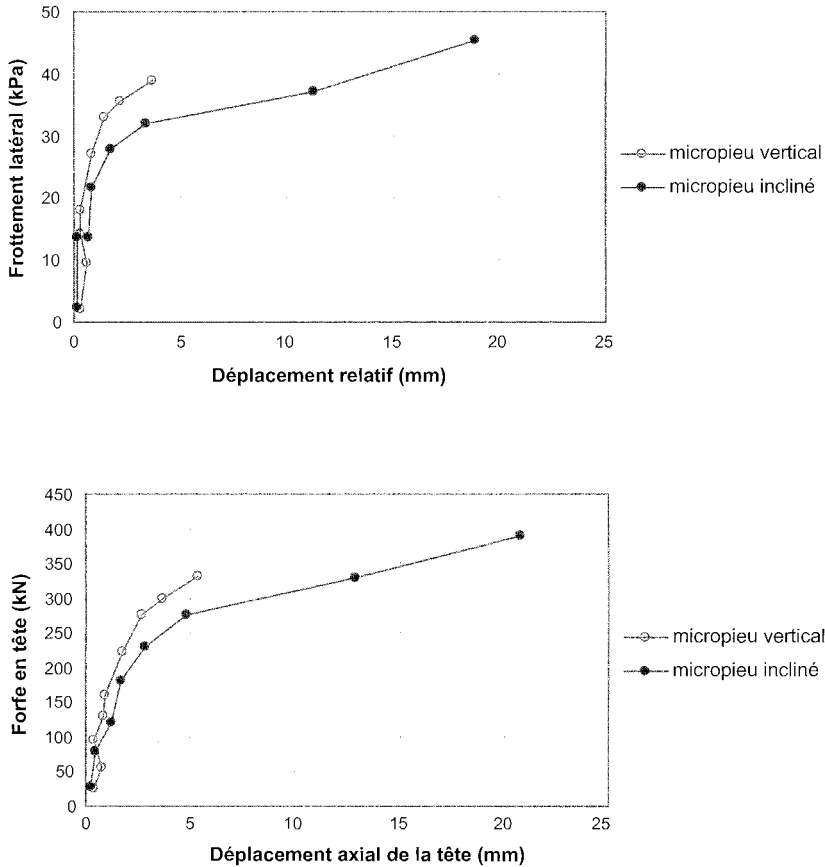


Figure 4.14. Courbes de chargement des micropieux.

La figure 4.15 présente les moments de flexion dans les deux micropieux, calculés à partir de la courbure θ mesurée avec les inclinomètres et de la rigidité à la flexion EI pour l'acier et le coulis. On constate que ces moments s'exercent respectivement sur les 2,5 m et 3,5 m supérieurs pour les micropieux vertical et incliné.

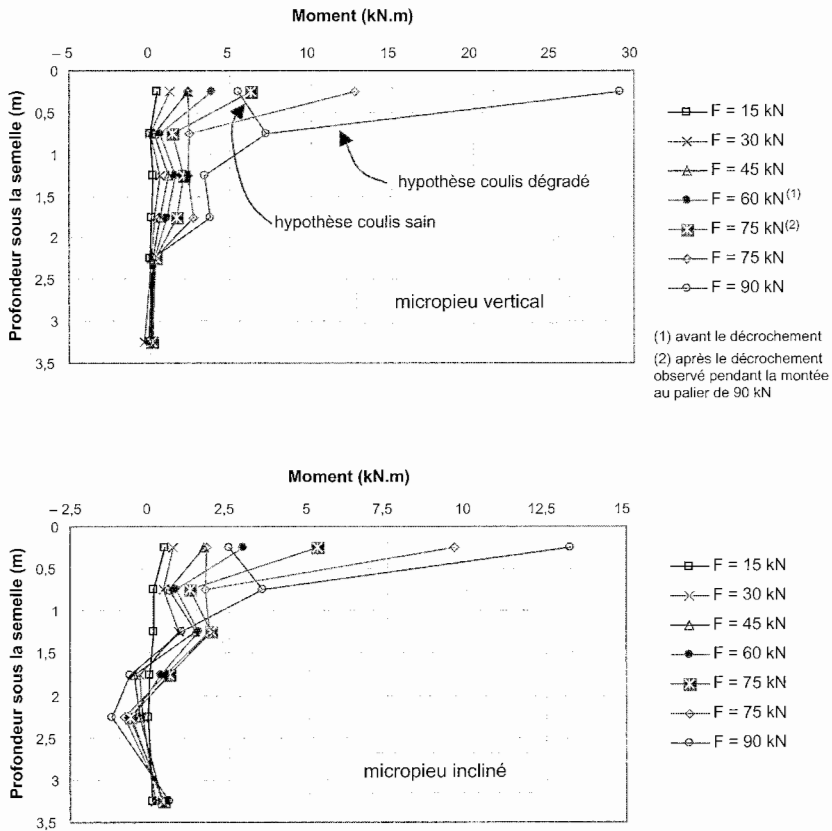


Figure 4.15. Moments de flexion dans les micropieux.

Si l'on considère le torseur (F_y, F_z, M_x) des efforts appliqués au niveau de la base de la semelle dans l'axe du poteau, on constate que:

- la force horizontale F_y est principalement reprise par les efforts de traction dans le micropieu incliné (60 % à 90 %). Le reste est équilibré par les efforts tranchants dans les micropieux et une force de cisaillement à la base de la semelle;
- la force verticale F_z reste relativement faible par rapport aux efforts axiaux dans les micropieux;
- le moment M_x est repris principalement par des efforts de traction dans le micropieu incliné arrière et de compression dans le micropieu vertical avant.

Seuls 3 à 6 % sont repris par les moments fléchissants. La part supportée par la semelle est de 10 à 30 %.

Des calculs prévisionnels ont été effectués avant l'essai de chargement à partir du programme de groupes de pieux GOUPIL-LCPC qui tient compte, en plus de la réaction transversale (courbe $p-y$), des mobilisations du frottement axial (courbe $t-z$) et de l'effort de pointe.

Les figures 4.16 et 4.17 montrent les comparaisons entre les mesures et les résultats des calculs pour la rotation de la semelle, d'une part, et les déplacements horizontaux des micropieux, d'autre part. Les comparaisons sont tout à fait satisfaisantes.

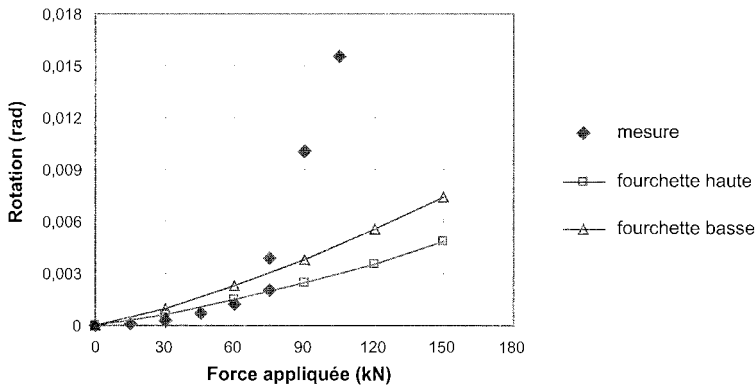


Figure 4.16. Rotation de la semelle autour de l'axe Ox .

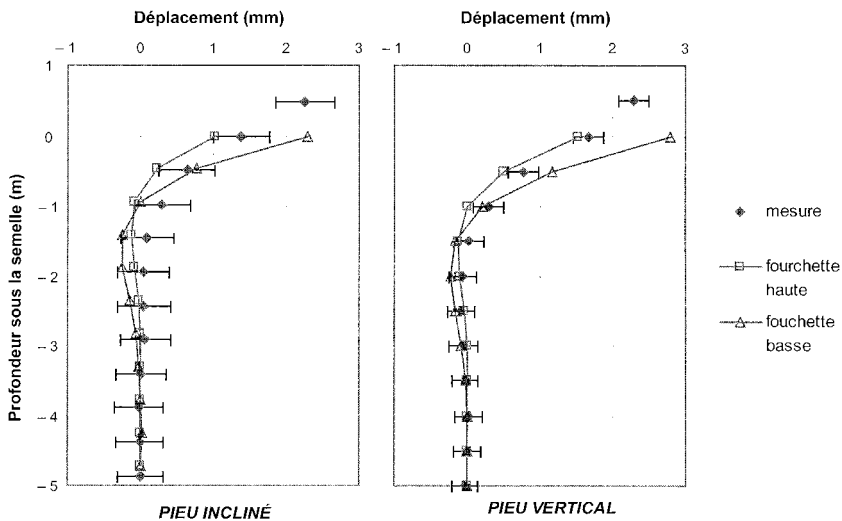


Figure 4.17. Déplacement des micropieux suivant l'axe Oy .

Les résultats des calculs montrent cependant deux différences principales entre le comportement observé et le comportement calculé :

- le décrochement au palier de 90 kN qui n'apparaît pas dans les calculs ;
- des valeurs de force axiale calculées plus faibles dans le micropieu vertical en compression.

L'essai de chargement réalisé confirme ainsi que la reprise des charges axiales par les deux micropieux conditionne le comportement de l'ensemble, la semelle de liaison reprenant également une part significative des efforts.

4.2.3. Essais en centrifugeuse (LCPC-Nantes)

□ *Chargement vertical de chevalets*

Dans le cadre d'une étude préalable aux essais sur doubles chevalets à Saint-Rémy-lès-Chevreuse, Rault *et al.* (1996) ont réalisé des essais de chargement vertical sur des modèles de simples chevalets en centrifugeuse (au 1/10) (Fig. 4.18).

Les pieux modèles de 12 mm de diamètre étaient des tubes fermés en aluminium de 1 mm d'épaisseur et de longueur 50 cm (dimensions prototypes: $B = 12$ cm; $D = 5$ m). Le massif de sol était constitué de sable de Fontainebleau mis en place par pluviométrie avec une densité $I_D = 0,71$. Les pieux rugueux ont ensuite été vérifiés. Une semelle de répartition est située à 1 cm du sol et garantit à la base de la semelle une distance entre les bords des micropieux égale à $2B$. Les entraxes au niveau du sol sont alors les suivants: $S'/B = 3$ pour $\alpha = 0^\circ$, $S'/B = 3,3$ pour $\alpha = 10^\circ$ et $S'/B = 3,6$ pour $\alpha = 20^\circ$.

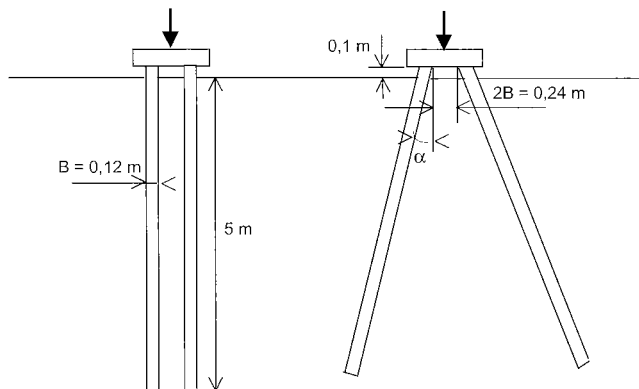


Figure 4.18. Schéma des chevalets (en dimensions prototypes).

Dix chevalets ont été testés pour trois valeurs de l'inclinaison α : 0° (micropieux verticaux), 10° et 20° .

On trouve, en moyenne, les réductions suivantes de la portance du chevalet (Fig. 4.19) par rapport à $\alpha = 0^\circ$:

- pour $\alpha = 10^\circ$: – 8 %;
- pour $\alpha = 20^\circ$: – 13 %.

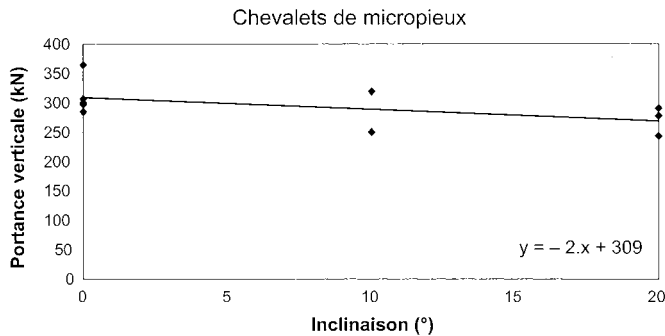


Figure 4.19. Évolution de la portance avec l'angle α d'inclinaison des micropieux.

□ **Chargement vertical de réseaux de 18 micropieux**

Les études expérimentales menées en centrifugeuse, au centre de Nantes du LCPC, sur des réseaux de micropieux sont décrites par Rault et Noblet (2000) et Haza *et al.* (2001, FO/98-99/07 et 2002, FO/98-99/10).

Les modèles réduits centrifugés de Nantes ont été réalisés à l'échelle 1/10 sous une accélération de 10 g. Les dimensions des micropieux testés dans les deux conteneurs sont : $B = 2$ mm et $D = 200$ mm ($B = 2$ cm et $D = 2$ m, en grandeurs prototypes, c'est-à-dire les dimensions des modèles testés par Lizzi). Ce sont des tiges filetées de pas 0,4 mm et de profondeur de filet 0,25 mm.

La fabrication des massifs de sable (sable de Fontainebleau, $d_{50} = 0,23$ mm) est effectuée par pluviation. Les poids volumiques mesurés à la boîte calibrée sont respectivement de $16,2$ kN/m³ ($I_D = 0,8$; 1^{er} conteneur) et $16,3$ kN/m³, ($I_D = 0,85$; 2^e et 3^e conteneurs), ce qui correspond à une forte compacité. La mise en place des micropieux (sans refoulement) est sensiblement la même pour les trois conteneurs.

La disposition des micropieux dans un réseau peut être entièrement définie par deux angles : l'angle α des micropieux sur la verticale et l'angle β du plan vertical des micropieux par rapport au plan tangent au cercle passant par la tête des micropieux (voir Fig. 4.20).

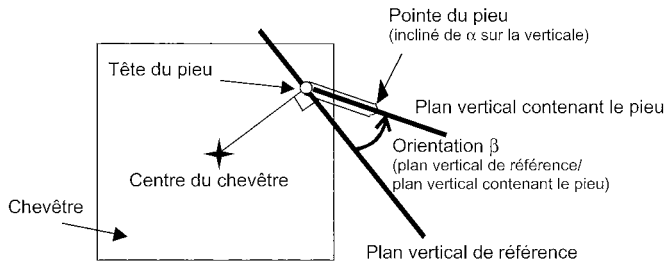


Figure 4.20. Définition de l'angle β .

Les configurations étudiées dans le premier conteneur sont représentées sur la figure 4.21 : deux groupes de 3 micropieux verticaux isolés (très espacés) servant de référence; un groupe de 18 micropieux verticaux et un réseau de 18 micropieux. Le réseau et le groupe de 18 micropieux reproduisent au mieux les configurations utilisées par Lizzi (nombre de micropieux, entraxes relatifs et, pour le réseau, angles d'inclinaison: $\alpha = 7,3^\circ$ et $\beta = -20^\circ$ pour la file intérieure; $\alpha = 9^\circ$ et $\beta = +20^\circ + 180^\circ = 200^\circ$ pour la file extérieure).

Il faut noter cependant que l'on ne connaît pas la granulométrie et la densité du sable utilisées par Lizzi, ni la méthode exacte de mise en place des micropieux. On peut cependant supposer que la compacité était faible.

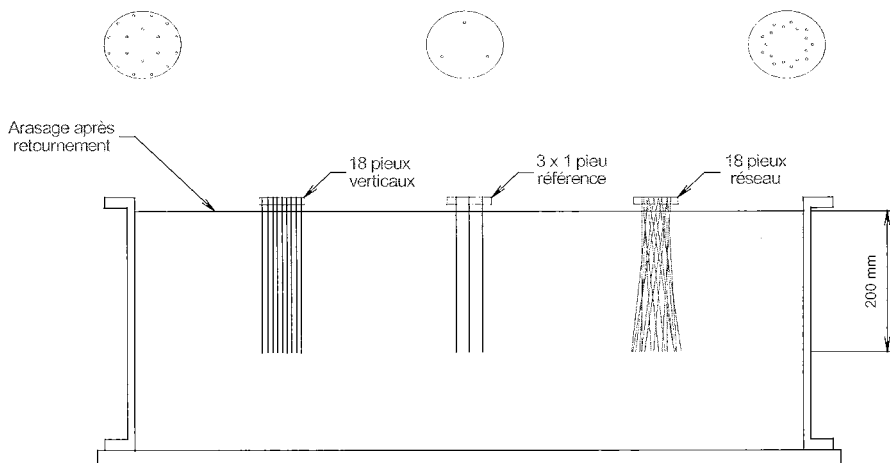


Figure 4.21. Configurations du premier conteneur.

Les configurations du 2^e conteneur sont résumées par les figures 4.22 et 4.23 : des micropieux isolés, un groupe et deux réseaux de micropieux (réseau cylindrique ou « en vrille » et réseau divergent). Le nombre de micropieux dans le groupe et les deux réseaux est également de 18. La seule différence par rapport au premier conteneur (et par rapport aux expérimentations de Lizzi) est l'angle β ; ici, on a respectivement $\beta = 0^\circ$ pour le réseau cylindrique ou « en vrille » et $\beta = 90^\circ$ pour le réseau divergent (maximum).

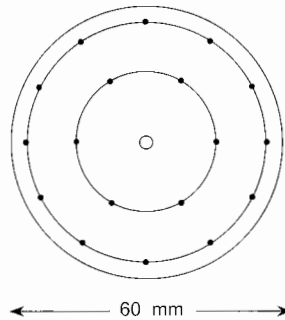


Figure 4.22. Arrangement des micropieux au niveau du chevêtre (groupe et réseaux).

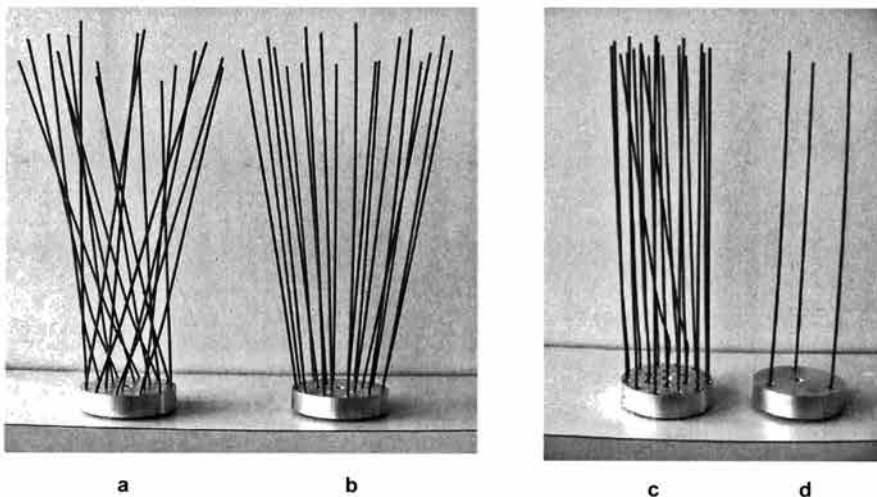


Figure 4.23. Configurations du deuxième conteneur après les essais
(a) réseau « vrille »; (b) réseau divergent; (c) groupe vertical; (d) micropieux isolés.

Après les essais de chargement vertical on a pu observer que le réseau « vrille » s'était très nettement évasé à la base et que plusieurs micropieux avaient « flambé » (Fig. 4.23a).

Le troisième conteneur reprend également la comparaison entre des micropieux isolés de référence, un groupe de micropieux verticaux et un réseau de micropieux inclinés. Ce nouveau réseau, dit « alterné », est identique au réseau « vrille » du conteneur précédent, à ceci près que les micropieux inclinés de $\alpha = 9^\circ$ sont alternativement dans les plans $\beta = 0^\circ$ et $\beta = 180^\circ$ (alors que dans le réseau « vrille », ils sont tous dans le même sens: $\beta = 0^\circ$).

Les résultats des essais de chargement, pour les premier et deuxième conteneurs, sont donnés sur les figures 4.24 et 4.25 (noter le phénomène de *slip-stick* qui donne des ressauts successifs; on considère alors l'enveloppe supérieure pour l'interprétation des résultats).

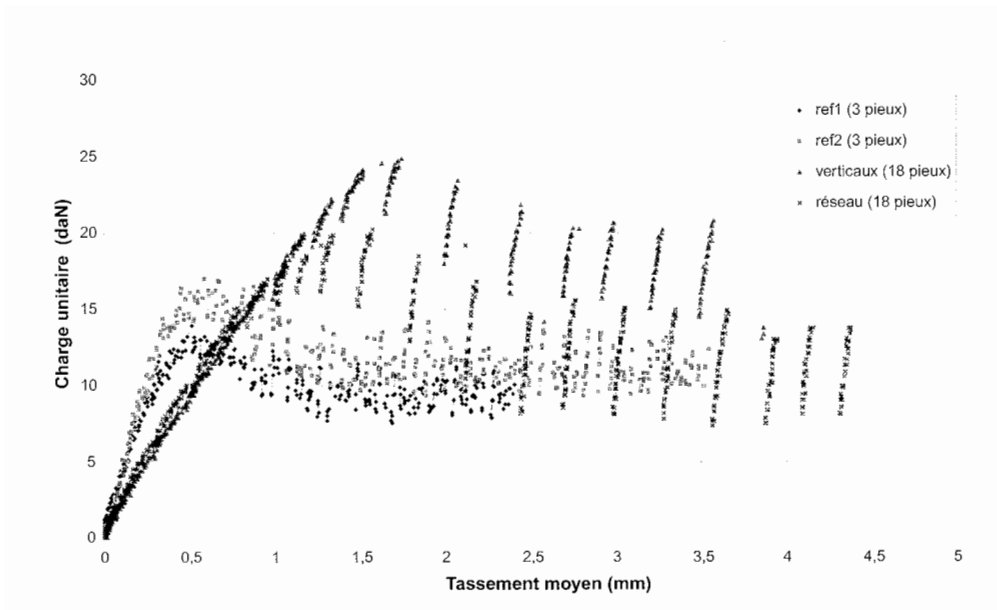


Figure 4.24. Résultats des essais de chargement vertical pour le premier conteneur: charges par micropieu (charges unitaires).

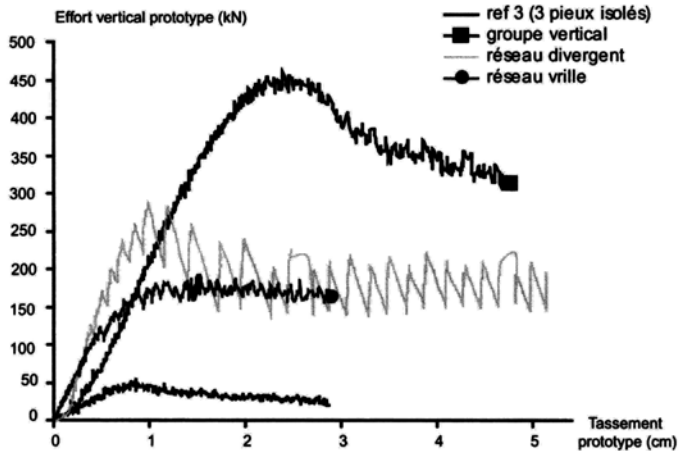


Figure 4.25. Résultats des essais de chargement vertical pour le deuxième conteneur: charges prototypes totales.

Les résultats les plus intéressants sont, bien évidemment, ceux qui concernent les coefficients d'efficacité C_e des différentes configurations. Les différentes valeurs obtenues, en comparant les valeurs de charges au pic, sont reportés dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3. Coefficients d'efficacité pour les essais dans les trois conteneurs.

| Configuration | Conteneur 1 | | | Conteneur 2 | | | | Conteneur 3 |
|--------------------------|------------------------|-------------------|--------------|-------------|-------------------|------------------|---------------|----------------|
| | Moyenne ref 1 et ref 2 | Groupes verticaux | Réseau Lizzi | Ref 3 | Groupes verticaux | Réseau divergent | Réseau vrille | Réseau alterné |
| Portance totale (kN) | 46,5 | 448 | 364 | 49,4 | 462 | 288 | 193 | 195,2 |
| Portance unitaire (kN) | 15,5 | 25 | 20,2 | 15,7 | 25,7 | 16 | 10,7 | 10,85 |
| Coefficient d'efficacité | 1 | 1,61 | 1,31 | 1 | 1,56 | 0,97 | 0,65 | 0,51 |

* les résultats des groupes sont douteux et ne sont pas pris en compte.

Les principaux enseignements qui se dégagent de cette série d'essais de chargement vertical sont les suivants :

- 1) la répétitivité des essais (comparaison du 2^e conteneur au 1^{er} conteneur) est très satisfaisante;
- 2) on retrouve bien la valeur trouvée par Lizzi pour l'efficacité des groupes de micropieux verticaux ($C_e = 1,61$ et $C_e = 1,56$ respectivement, alors que Lizzi donne $C_e = 1,68$), et cela même si l'on ne connaît pas la compacité et la nature du sable utilisé par Lizzi;

3) l'efficacité des réseaux est moindre que celle des groupes, voire moindre que celles des micropieux isolés $C_e < 1$, contrairement à ce que donne Lizzi :

$C_e = 1,31$ pour le réseau centrifugé Lizzi ($\beta = -20^\circ/+200^\circ$) ;

$C_e = 0,97$ pour le réseau centrifugé « divergent » ($\beta = +90^\circ$) ;

$C_e = 0,65$ pour le réseau centrifugé « vrille » ($\beta = 0^\circ$) ;

$C_e = 0,51$ pour les essais centrifugés « alterné » ($\beta = 0^\circ/+180^\circ$) ;

$C_e = 2,22$ pour les essais effectués par Lizzi ($\beta = -20^\circ/+200^\circ$).

Dans le cas du réseau « divergent », ces résultats ne montrent ni effet bénéfique, ni effet pénalisant, par rapport aux micropieux isolés. Cependant on constate un effet négatif par rapport au groupe équivalent de micropieux verticaux, ce qui peut paraître logique. Les résultats sont en revanche décevants pour les réseaux centrifugés « Lizzi », « vrille » et « alterné ». Dans le cas des réseaux « vrille » et « alterné » (moins convergent que le réseau « Lizzi ») on a même un effet négatif par rapport aux micropieux isolés. Ces résultats sont à l'évidence fonction, non seulement de la valeur de l'angle β (qui contrôle la convergence des micropieux vers l'intérieur), mais aussi de la nature et de la densité relative du sable ainsi que des conditions de mise en place des micropieux. Pour les essais effectués par Lizzi, rappelons que ces deux derniers paramètres ne sont malheureusement pas connus.

4.2.4. Essais en cuve expérimentale (laboratoire 3S Grenoble)

Foray et Estephan (2001, FO/98-99/09) présentent une synthèse des essais de chargement vertical de groupes et de réseaux de 18 micropieux (modèles apparentés à ceux de Lizzi) réalisés sur des micropieux à échelle réduite dans la cuve expérimentale du laboratoire 3S de Grenoble (Brodbaek, 1998; Lemieux, 1998; Marcouyre, 1998; Chammas, 1999; Forzano, 2001).

La dimension des micropieux et celle des groupes et réseaux ont été choisies de façon à se rapprocher des configurations adoptées par Lizzi (1978). Les essais ont été effectués à surface libre (1 g), dans un massif de sable de Fontainebleau reconstitué dans des conditions de densité contrôlées. Les modèles de micropieux ont été installés par fonçage de façon à créer un refoulement latéral du sol. La liaison entre les micropieux a été assurée par une plaque de chargement dans le cas des groupes et par une dalle de liaison en béton pour les réseaux. Ces dalles ne sont pas en contact avec le sol pour éviter des interactions entre la semelle, les micropieux et le sol, qui pourraient fausser la comparaison groupe-réseau.

□ *Dispositif expérimental*

La cuve utilisée a un diamètre de 1,20 m et une hauteur de 1,50 m (Fig. 4.26). Le remplissage s'effectue à l'aide du système classique de pluviation et permet d'ob-

tenir, dans le cas présent, un indice de densité homogène I_D voisin de 0,5, correspondant à un sable moyennement dense. Le fonçage des micropieux et le chargement statique des groupes sont assurés par un vérin hydraulique à débit réglable.

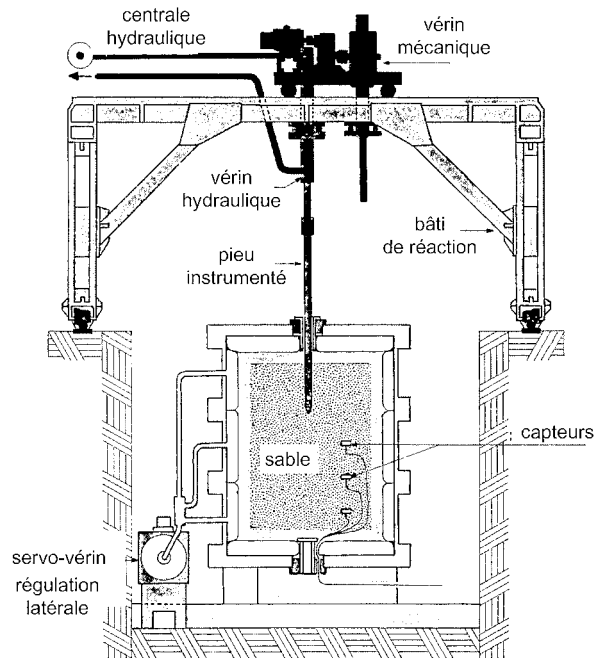


Figure 4.26. Cuve expérimentale du laboratoire 3S Grenoble.

Les diverses configurations de groupes et réseaux de micropieux comprennent toutes 18 micropieux. Les micropieux ont été fabriqués à partir de tubes d'acier sur lesquels on a collé du sable de Fontainebleau pour les rendre rugueux. Leur diamètre extérieur est $B = 10$ mm et ils ont été foncés de $D = 1$ m dans le sable de façon à obtenir un élancement D/B de 100 (comme pour les micropieux de Lizzi, qui avaient $B = 20$ mm et $D = 2$ m). En outre, pour les groupes, 4 des micropieux ont été munis de jauges d'extensométrie à trois niveaux (tête, milieu et pointe), de façon à préciser la distribution des efforts à l'intérieur du groupe, ainsi que la part d'effort reprise en pointe et en frottement.

Les configurations choisies sont telles que, à la surface du sol, les têtes des micropieux pour les groupes et les réseaux aient le même espacement, soit un entraxe de $3,5 B$ ou $7 B$. Les micropieux des groupes verticaux et des réseaux de micropieux inclinés sont installés suivant deux cercles concentriques: avec 6 micro-

pieux sur le cercle interne et 12 micropieux sur le cercle externe (Fig. 4.27). Pour l'espacement $7B$, le rayon extérieur est de 13,37 cm, et le rayon intérieur 6,68 cm. Pour l'espacement $3,5B$, le rayon extérieur est 6,68 cm et le rayon intérieur 3,34 cm. Pour les réseaux initiaux, les micropieux ont été installés avec une inclinaison $\alpha = 20^\circ$, dans un plan approximativement tangent au cercle ($\beta = 0^\circ$) (Fig. 4.28).

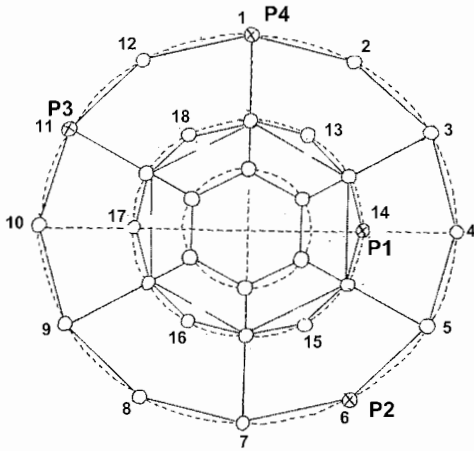


Figure 4.27. Disposition des micropieux dans le groupe/réseau (au niveau de la liaison avec le chevêtre).

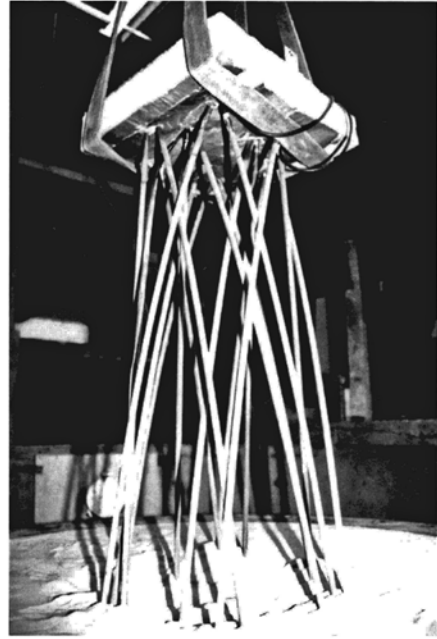


Figure 4.28. Configuration d'un réseau après essai.

Deux autres modèles améliorés du réseau de 18 micropieux furent conçus à partir de ce modèle initial, avec un espacement en tête de $S = 7B$ et toujours avec les micropieux inclinés de $\alpha = 20^\circ$. La modification apportée sur le premier modèle par Chammas (1999) consiste à faire croiser les micropieux à plus grande profondeur et donc à créer un meilleur enchevêtrement ($\alpha = 20^\circ$; $\beta = -40^\circ$ ou 220°). La deuxième géométrie testée par Forzano (2001) correspond à des micropieux moins écartés en profondeur, ce qui donne au réseau une forme proche de celle d'un cylindre ($\alpha = 20^\circ$; $\beta = -30^\circ$ ou 210°).

□ Programme d'essais

Le programme expérimental a comporté :

- le chargement vertical des groupes de 18 micropieux verticaux d'entraxes $S = 3,5 B$ et $S = 7 B$ (voir § 3.2.4);
- le chargement vertical des réseaux initiaux, espacés à la surface du sol de $S = 3,5 B$ et $S = 7 B$;
- le chargement vertical du réseau « plus enchevêtré » (d'entraxe $S = 7 B$ à la surface du sol);
- le chargement vertical du réseau « quasi cylindrique » (d'entraxe $S = 7 B$ à la surface du sol).

Le tableau 4.4 résume, pour chaque essai de chargement, les caractéristiques géométriques des groupes ou des réseaux testés, ainsi que l'indice de densité du sable correspondant à la cuve d'essai. Dans chaque cuve, un essai sur un micropieu isolé et instrumenté a été effectué au préalable.

Tableau 4.4. Caractéristiques des divers essais de chargement des groupes et des réseaux de 18 micropieux.

| Cuve d'essai | I_D | S/B | Type | Géométrie |
|--------------|------------|-------|--------|-------------------------------------|
| 1998-1 | 0,43 | 3,5 | Groupe | Micropieux verticaux |
| 1998-2 | 0,5 | 7 | Groupe | Micropieux verticaux |
| | 0,5 | 7 | Réseau | Micropieux inclinés de 20° |
| 1998-3 | 0,5 | 3,5 | Réseau | Micropieux inclinés de 20° |
| 1999-1 | 0,5 | – | – | – |
| 1999-2 | 0,5 | 7 | Groupe | Micropieux verticaux |
| | 0,5 | 7 | Réseau | Micropieux inclinés de 20° |
| 1999-3 | 0,5 | 3,5 | Groupe | Micropieux verticaux |
| | 0,5 | 3,5 | Réseau | Micropieux inclinés de 20° |
| 1999-4 | 0,45 | 7 | Réseau | Réseau plus enchevêtré |
| 2001-1 | 0,45 – 0,5 | 7 | Réseau | Réseau de forme presque cylindrique |

□ Résultats

Les résultats des essais de chargement vertical des groupes et des réseaux pour les cuves 1999-2 ($S = 7 B$, réseau initial), 1999-3 ($S = 3,5 B$, réseau initial), 1999-4 ($S = 7 B$, réseau « plus enchevêtré ») et 2001-1 ($S = 7 B$, réseau « quasi cylindrique »), ainsi que des micropieux isolés correspondants sont donnés respectivement sur les figures 4.29, 4.30, 4.31 et 4.32.

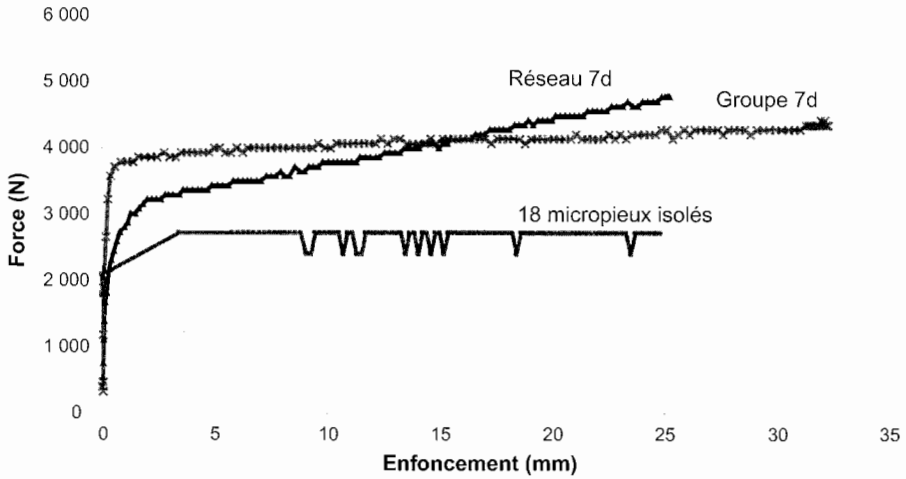


Figure 4.29. Courbes de chargement vertical du groupe et du réseau initial ($S = 7 B$; cuve 1999-2).

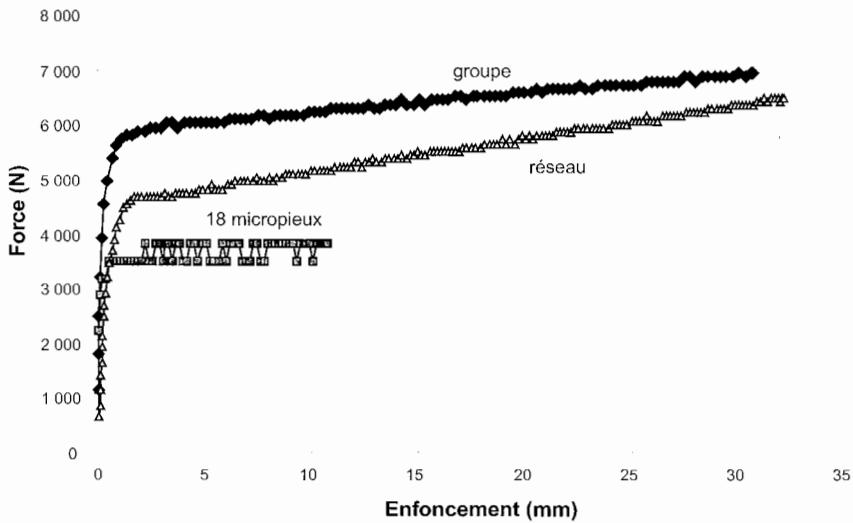


Figure 4.30. Courbes de chargement vertical du groupe et du réseau initial ($S = 3,5 B$; cuve 1999-3).

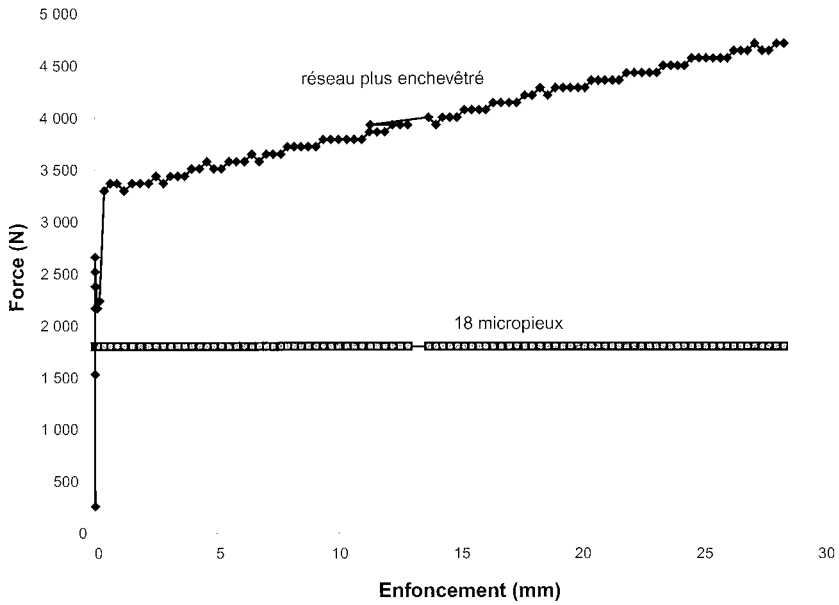


Figure 4.31. Courbes de chargement vertical du groupe et du réseau « plus enchevêtré » ($S = 7 B$; cuve 1999-4).

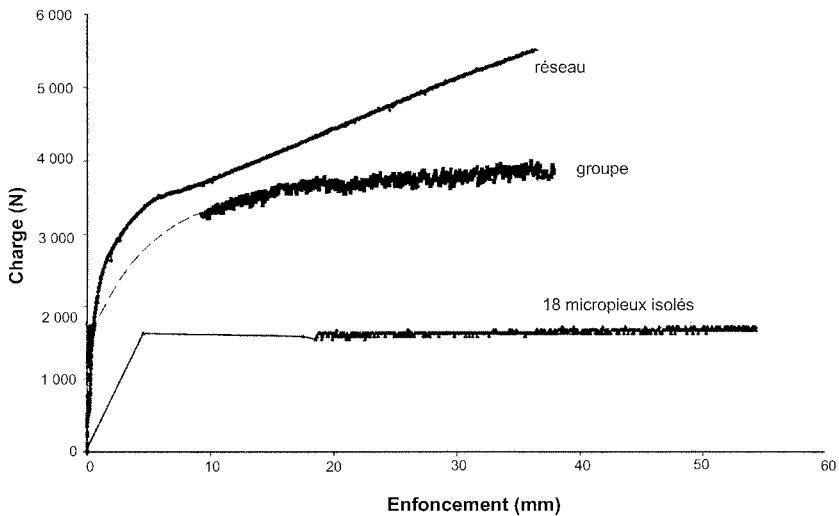


Figure 4.32. Courbes de chargement vertical du groupe et du réseau « quasi cylindrique » ($S = 7 B$; cuve 2001-1).

En ce qui concerne l'essai en cuve 1999-2 (Fig. 4.29), on note que, pour le groupe, le départ de la courbe charge-enfoncement est très raide et est suivi d'un palier quasi horizontal de capacité portante après un déplacement de 1 à 2 mm. En revanche, pour le réseau initial, le début de la courbe est moins raide. Le coude de la courbe de chargement, qui apparaît à un déplacement de l'ordre du dixième du diamètre du micropieu, est suivi d'une augmentation continue de la capacité, de manière approximativement linéaire. Tous les essais sur les réseaux, effectués dans le cadre de cette recherche, ont montré cette particularité, qui les différencie des essais de chargement des groupes.

Les essais de chargement du groupe et du réseau dont les micropieux sont espacés de $S = 3,5 B$ (Fig. 4.30) indiquent des résultats analogues à ceux des groupes et des réseaux espacés de $7 B$, mais avec des capacités plus fortes. La capacité portante du groupe est nettement plus forte que celle du réseau. La courbe de chargement du groupe présente également une légère pente qui suit le coude de la courbe. Cette augmentation de la capacité portante du groupe est relativement plus petite que celle du réseau, dont le coefficient d'efficacité de 1,24 au niveau du coude augmente jusqu'à 1,74 pour un déplacement de 25 mm.

La configuration de réseau « plus enchevêtré » $S = 7 B$ (Fig. 4.31), bien que testée dans un sable légèrement plus lâche ($I_D = 0,45$), montre qu'on obtient un coefficient d'efficacité bien plus fort que les réseaux précédents ($C_e = 2,29$ à 25 mm de tassement). En revanche, le coefficient d'efficacité du groupe équivalent, pour $I_D = 0,45$, n'a pas été déterminé.

Pour le réseau « quasi cylindrique », la figure 4.32 montre qu'on obtient un coefficient d'efficacité encore accru: $C_e = 2,93$ à 25 mm de déplacement. Le sable dans cette cuve d'essai a un indice de densité I_D compris entre 0,45 et 0,5. L'efficacité du réseau est, dans ce cas, supérieure à celle du groupe.

Les coefficients d'efficacité des réseaux obtenus pour l'ensemble des essais de chargement vertical sont résumés dans le tableau 4.5. Ces coefficients ont été déterminés pour plusieurs valeurs du tassement global (1 mm, 3 mm, 5 mm, 10 mm et 25 mm). Les coefficients d'efficacité des réseaux (de 18 micropieux) donnés dans le tableau 4.5 indiquent un effet de réseau toujours positif par rapport aux micropieux isolés ($C_e > 1$).

Tableau 4.5. Coefficients d'efficacité des réseaux chargés verticalement ($S/B = 7$ et $3,5$) déterminés pour différentes valeurs du tassement.

| Tassement | Réseau 7B | | | | | Réseau 3,5B | | | | |
|-----------|-----------|------|------|-------|-------|-------------|------|------|-------|-------|
| | 1 mm | 3 mm | 5 mm | 10 mm | 25 mm | 1 mm | 3 mm | 5 mm | 10 mm | 25 mm |
| 1998-2 | 1,03 | 1,21 | 1,19 | 1,96 | 2,30 | | | | | |
| 1998-3 | | | | | | 1,49 | 1,65 | 1,65 | 1,81 | |
| 1999-2 | 1,04 | 1,22 | 1,27 | 1,40 | 1,77 | | | | | |
| 1999-3 | | | | | | 1,21 | 1,34 | 1,26 | 1,48 | 1,74 |
| 1999-4 | 1,83 | 1,83 | 1,89 | 2,00 | 2,29 | | | | | |
| 2001-1 | 1,42 | 1,87 | 2,10 | 2,29 | 2,93 | | | | | |

Sauf pour les réseaux « plus enchevêtré » et « quasi cylindrique », ainsi que pour le réseau initial équivalent ($S = 7B$) aux grands déplacements, les coefficients d'efficacité sont inférieurs à ceux des groupes (voir § 3.3.4). Cela est sans doute lié au fait que les micropieux « divergent » à grande profondeur et réduisent ainsi l'effet d'enserrement du sol mis en évidence pour les groupes. Pour un tassement correspondant au niveau du coude de la courbe charge-enfoncement, la fourchette des valeurs du coefficient d'efficacité C_e des réseaux par rapport aux micropieux isolés est de 1,2 à 1,5.

4.2.5. Essais en chambre d'étalonnage (Cermes)

Le Kouby *et al.* (2001, FO/98-99/05) ont effectué des essais de chargement vertical sur des réseaux élémentaires de 5 micropieux dans la chambre d'étalonnage du Cermes.

Les réseaux élémentaires utilisés sont plus simples que les réseaux testés par Lizzi, à cause de la taille réduite de la chambre d'étalonnage. Ils sont constitués de 5 micropieux modèles de diamètre $B = 10$ mm, disposés en étoile: 1 micropieu central vertical et 4 micropieux inclinés de 15° et situés à un entraxe de $4B$ au niveau de la surface du sol (Fig. 4.33). Le but des expérimentations menées est de comparer le comportement de ces réseaux à celui de groupes équivalents de micropieux modèles, à savoir des groupes de 5 micropieux verticaux en étoile d'entraxe $4B$ (1 micropieu central et 4 micropieux « extérieurs »). Le sol utilisé est du sable de Fontainebleau de faible compacité ($I_D = 0,5$).

Deux méthodes différentes de mise en place sont utilisées: d'une part, une mise en place simulant le moulage et, d'autre part, une mise en place par fonçage. Pour la première méthode, le groupe et le réseau, représentés sur la figure 4.34, sont

préfabriqués. La procédure consiste à verser le sable autour. Les essais de chargement sont alors menés sur un massif à surface libre ($\sigma = 0$ en surface et négligeable latéralement). En ce qui concerne la seconde méthode, les micropieux sont foncés un à un après la confection, par pluviation, du massif à densité contrôlée ($I_D \approx 0,5$) et sa mise sous contrainte isotrope ($\sigma = 50$ kPa, $\sigma = 100$ kPa et $\sigma = 150$ kPa isotropes). La figure 4.35 montre le fonçage d'un micropieu incliné dans le massif de sable. Dans tous les cas, les têtes des micropieux sont noyées dans un bloc rigide jouant le rôle d'une semelle de liaison. Lors des essais de chargement, ces blocs ne touchent pas la surface du sol.

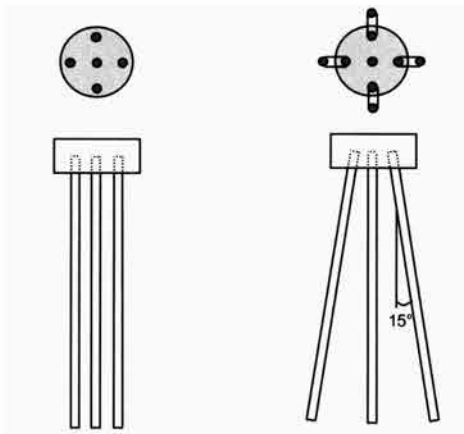


Figure 4.33. Schéma du groupe et du réseau étudiés.

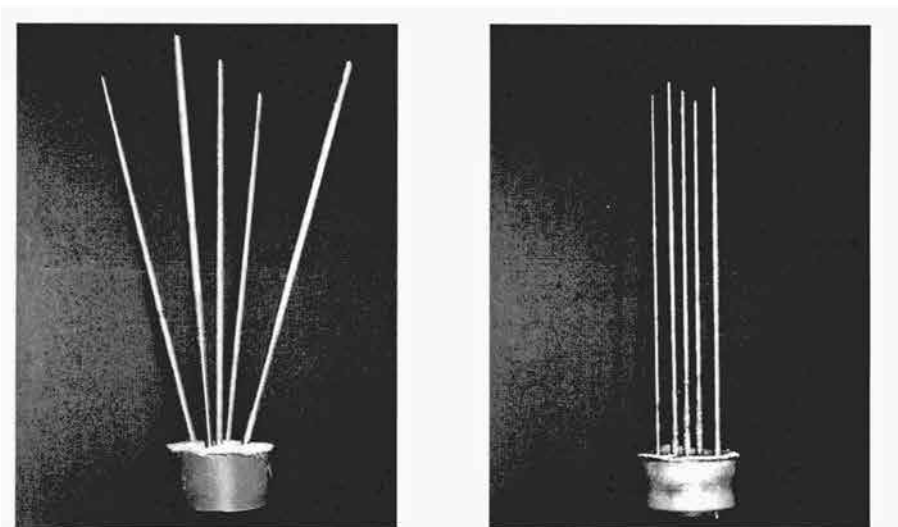


Figure 4.34. Vue du groupe et du réseau préfabriqués.

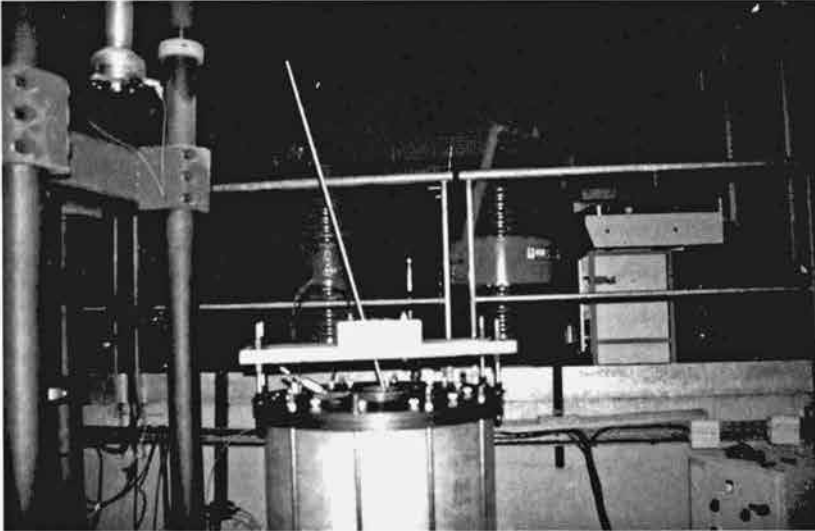


Figure 4.35. Vue d'un micropieu incliné en cours d'installation dans la chambre d'étalonnage avec la pièce de guidage.

Les caractéristiques des différents essais réalisés sont données dans le tableau 4.6. Les essais M1 (groupe) et M2 (réseau) sont les essais à surface libre sur modèles préfabriqués et les essais M3 et M5 (groupe), M4 et M6 (réseau) sont les essais sur les modèles foncés dans les massifs sous contrainte. Le doublement de certains essais est destiné à étudier la répétitivité.

Tableau 4.6. Caractéristiques des essais réalisés.

| Massif | l_D | Structure | Mode de mise en place | Essai | Contrainte* appliquée au massif (kPa) |
|--------|-------|-----------|-----------------------|-------|---------------------------------------|
| M1 | 0,70 | Groupe | Moulage | M1 | Surface libre |
| M2 | 0,70 | Réseau | Moulage | M2 | Surface libre |
| M3 | 0,55 | Groupe | Fonçage | M3-1 | 50 |
| | | | | M3-2 | 100 |
| M4 | 0,56 | Réseau | Fonçage | M4-1 | 50 |
| | | | | M4-2 | 100 |
| M5 | 0,55 | Groupe | Fonçage | M5-1 | 50 |
| | | | | M5-2 | 100 |
| | | | | M5-3 | 150 |
| M6 | 0,55 | Réseau | Fonçage | M6-1 | 50 |
| | | | | M6-2 | 100 |
| | | | | M6-3 | 150 |

* État de contrainte isotrope.

Les résultats, sous forme des courbes charge-enfoncement, sont donnés sur la figure 4.36, pour les essais M1 et M2 à surface libre (groupe et réseau) et la figure 4.37 pour les essais en massif sous contrainte isotrope (groupe et réseau).

En ce qui concerne les essais à surface libre (Fig. 4.36), bien que le niveau des efforts appliqués soit faible, on remarque que le réseau a un comportement initialement moins rigide que le groupe, puis présente un écrouissage linéaire et atteint des charges supérieures à celles du groupe pour un déplacement supérieur à 4 mm environ.

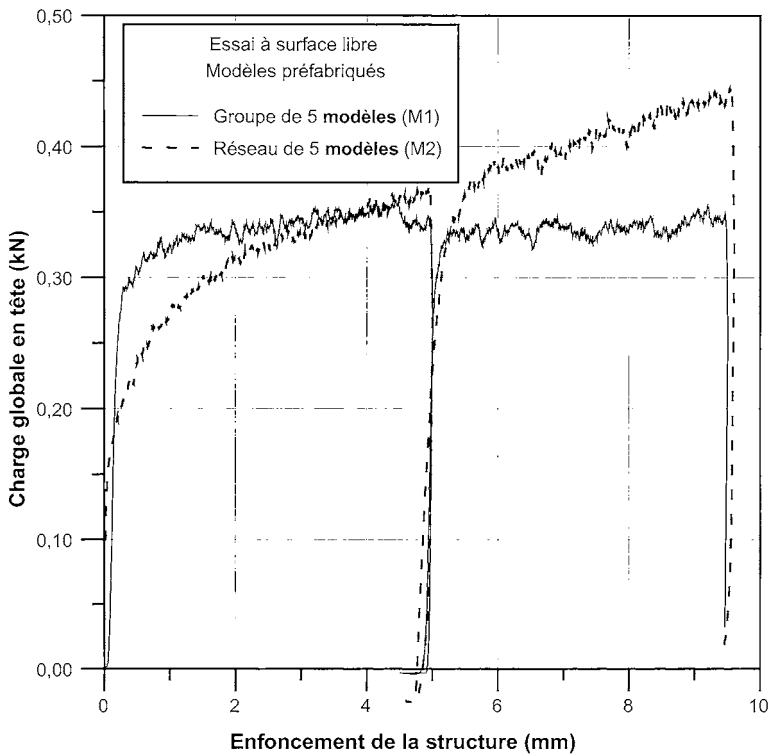


Figure 4.36. Comparaison des comportements du groupe et du réseau (préfabriqués) dans le massif à surface libre.

En ce qui concerne les essais sous contrainte (figure 4.37), on remarque une quasi-proportionnalité de la résistance à la contrainte de confinement appliquée au massif de sable (quasi-affinité des courbes); en revanche, on ne constate pas d'écrouissage significatif pour les réseaux.

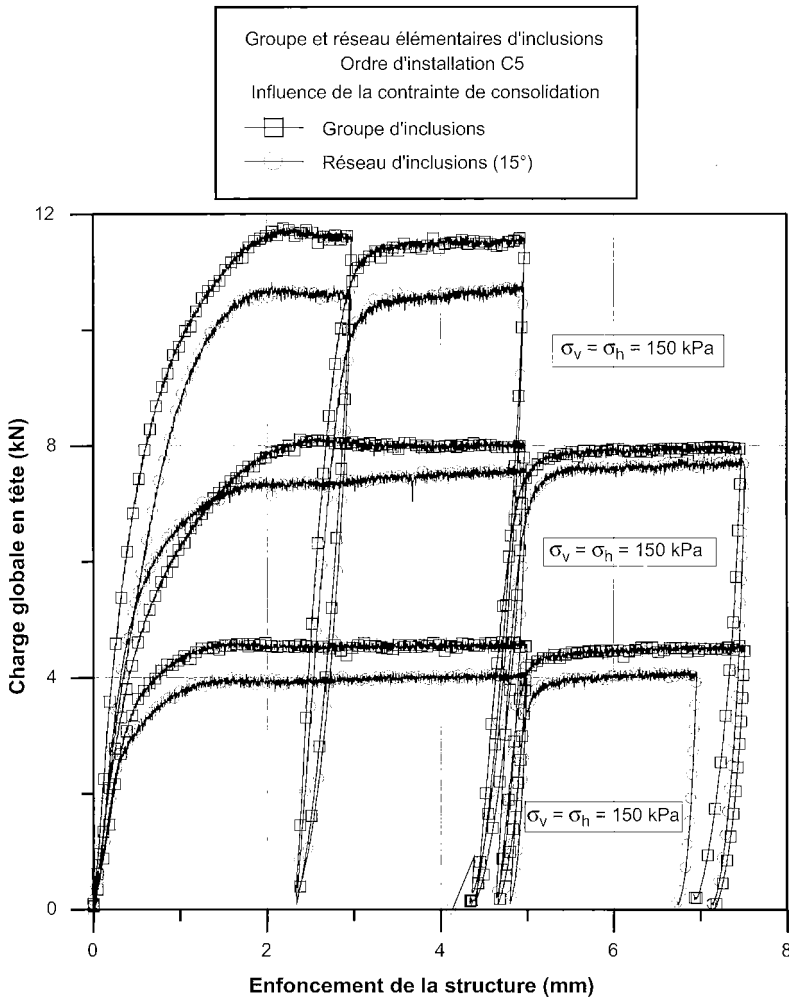


Figure 4.37. Comparaison des comportements du groupe et du réseau sous différentes contraintes.

Le tableau 4.7 donne les efforts maximaux obtenus pour les différents essais. Pour les essais en massif confiné, le groupe présente, en moyenne, une capacité portante supérieure de 8 % à 15 % à celle du réseau, selon la valeur de la contrainte de confinement.

Tableau 4.7. Comparaison des valeurs maximales des efforts mesurés.

| Massif | I_D | Structure | Mode de mise en place | Essai | Contrainte appliquée au massif (kPa) | Effort maximal en tête (kN) |
|--------|-------|-----------|-----------------------|-------|--------------------------------------|-----------------------------|
| M1 | 0,70 | Groupe | Moulage | M1 | Surface libre | 0,35 |
| M2 | 0,70 | Réseau | Moulage | M2 | Surface libre | 0,45 |
| M3 | 0,55 | Groupe | Fonçage | M3-1 | 50 | 4,59 |
| | | | | M3-2 | 100 | 8,09 |
| M4 | 0,56 | Réseau | Fonçage | M4-1 | 50 | 3,96 |
| | | | | M4-2 | 100 | 7,39 |
| M5 | 0,55 | Groupe | Fonçage | M5-1 | 50 | 4,33 |
| | | | | M5-2 | 100 | 7,73 |
| | | | | M5-3 | 150 | 11,75 |
| M6 | 0,55 | Réseau | Fonçage | M6-1 | 50 | 3,80 |
| | | | | M6-2 | 100 | 7,28 |
| | | | | M6-3 | 150 | 10,28 |

On peut attribuer le comportement relativement moins bon des réseaux sous charge verticale au fait qu'ils ont une géométrie divergente par rapport au groupe (les quatre micropieux latéraux s'écartant en allant de la tête vers la pointe). Outre l'effet géométrique négatif (inclinaison des micropieux par rapport à la verticale), il y a également perte de serrage dû à l'écartement. Ces effets négatifs sont plus importants que l'éventuel effet positif qui serait dû à la mise en butée du sol contre les micropieux.

4.2.6. Étude en boîte de cisaillement (Cermes)

L'étude expérimentale menée par Ho et Coyne (1996, FO/95/02) a cherché à évaluer qualitativement l'amélioration de résistance au cisaillement apportée par des micropieux utilisés dans la stabilisation des pentes.

Des modèles de micropieux, constitués de fils d'acier enrobés de vinyle, sont soumis à un effort de cisaillement dans une boîte de cisaillement 10 cm × 10 cm × 10 cm, remplie de sable de Fontainebleau de caractéristiques $c' = 5$ kPa et $\phi' = 32^\circ$. Les essais concernent :

- des files uniques de 7 micropieux verticaux ;
- des files uniques de 7 micropieux inclinés à $+15^\circ$ (vers la direction du cisaillement) ;
- des files uniques de 7 micropieux inclinés à -15° (en s'éloignant de la direction du cisaillement) ;
- des ensembles de 3 files de 7 micropieux, une dans chaque direction, d'inclinaison ($+15^\circ$, 0° , -15°), non reliés en tête ;

– des ensembles de 3 files de 7 micropieux, une dans chaque direction, d'inclinaison (+ 15°, 0°, - 15°), reliés en tête par groupe de trois.

Différentes contraintes verticales sont initialement appliquées: 71 kPa, 110 kPa, 150 kPa, 189 kPa et 228 kPa. Au total, 41 essais ont été effectués. Le déplacement vertical est, par la suite, imposé nul.

Pour chaque série d'essais, et pour chaque confinement initial, les chemins de contrainte (τ , σ) sont tracés et les paramètres apparents de résistance au cisaillement sont obtenus par calage d'une droite enveloppe. La figure 4.38 montre les chemins ainsi que la droite obtenus, dans le cas des réseaux constitués de trois files d'inclusions reliées en tête.

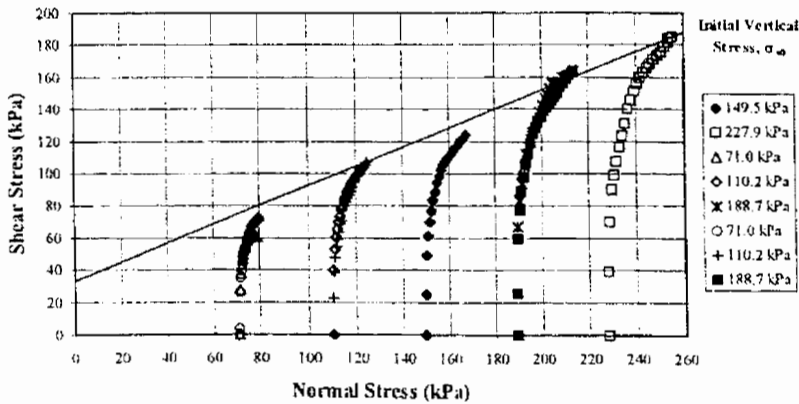


Figure 4.38. Chemins de contrainte dans les cas de 3 files de 7 inclusions reliées en tête, 3 par 3.

Le tableau 4.8 résume l'ensemble des résultats obtenus. On remarque que l'angle de frottement apparent reste pratiquement constant quels que soient le nombre d'inclusions mises en place et leur configuration. En revanche, la résistance des inclusions crée une cohésion apparente. La « meilleure » configuration est celle constituée de trois files d'inclusions reliées en tête. L'inclinaison des inclusions par rapport à la verticale diminue cette cohésion.

Tableau 4.8. Synthèse des cohésions et angles de frottement apparents obtenus.

| Cas | Cohésion apparente c (kPa) | Angle de frottement apparent ϕ (°) |
|---|------------------------------|---|
| Cas 1 – Sans inclusions | 5 | 32 |
| Cas 2 – 1 file de 7 inclusions verticales | 22 | 30 |
| Cas 3 – 1 file de 7 inclusions, inclinées à + 15° | 14 | 30 |
| Cas 4 – 1 file de 7 inclusions, inclinées à - 15° | 15 | 31 |
| Cas 5 – 3 files de 7 inclusions non liées en tête | 30 | 30 |
| Cas 6 – 3 files de 7 inclusions liées en tête | 33 | 30 |

On peut noter que cette étude expérimentale se situe dans la poursuite des essais effectués dans le projet national Clouterre (1991) et par Davis *et al.* (1997) sur des grandes boîtes de cisaillement.

4.3. ÉTUDES THÉORIQUES SUR LE COMPORTEMENT DES RÉSEAUX DE MICROPIEUX

4.3.1. Études numériques (Cermes)

Estephan et Frank (2001, FO/98-99/06), ont effectué des études de modélisation numérique, par le logiciel GOUPEG, sur les trois réseaux élémentaires en vraie grandeur de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (Fig. 4.1) Ils fournissent également les résultats d'une étude paramétrique réalisée avec GOUPEG pour des réseaux élémentaires et des groupes équivalents de micropieux verticaux.

Pour la modélisation numérique des réseaux élémentaires de Saint-Rémy-lès-Chevreuse, les courbes de réaction transversale (p - y) et de mobilisation du frottement axial (t - z) sont déterminées à partir des règles pressiométriques données dans le Fascicule 62-Titre V (1993). Les caractéristiques pressiométriques retenues pour le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse sont :

$$E_M = 5 \text{ MPa}, p_f = 0,25 \text{ MPa et } p_l = 0,4 \text{ MPa}$$

d'où :

- pour les courbes de réaction transversale p - y (méthode de Ménard):
 E_s (module de réaction) = 13,75 MPa et p_f (pression de fluage) = 0,25 MPa;
- pour les courbes de frottement axial t - z (méthode Frank et Zhao):
 $k_t = 2,5 E_M/B$ (avec $B = 100 \text{ mm}$) et $q_s = 20 \text{ kPa}$;
- pour la portance verticale en pointe:
 $q_p = 3,1 \text{ kPa}$.
- pour les caractéristiques d'interaction (équations de Mindlin)
 $E = 3 E_M$ et $\nu = 0,3$ (soit $G = 5,77 \text{ MPa}$).

Les micropieux sont considérés comme fissurés jusqu'à la profondeur de 1,63 m (pour une longueur totale de 5 m), comme observé par Gangneux et Plumelle (1999, FO/96/12), ce qui conduit à ne pas tenir compte de la rigidité du coulis jusqu'à cette profondeur.

Les résultats des calculs effectués par GOUPEG (calculs avec prise en compte de l'interaction entre les micropieux) sont donnés sur les figures 4.39 et 4.40 (chargement vertical et chargement horizontal, respectivement) pour le double chevallet sans croisement des micropieux dans le sol (réseau n° 1). Les deux autres réseaux n° 2 et 3 ne sont pas symétriques et posent des problèmes de convergence

de calculs. Sur ces figures sont également reportés les résultats obtenus par GOU-PIL, c'est-à-dire « sans interaction » entre les micropieux.

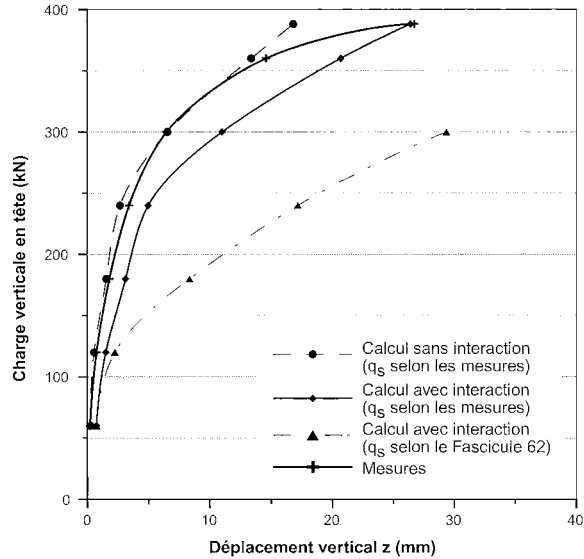


Figure 4.39. Comparaison des courbes « charge verticale-déplacement vertical en tête » mesurée et calculées.

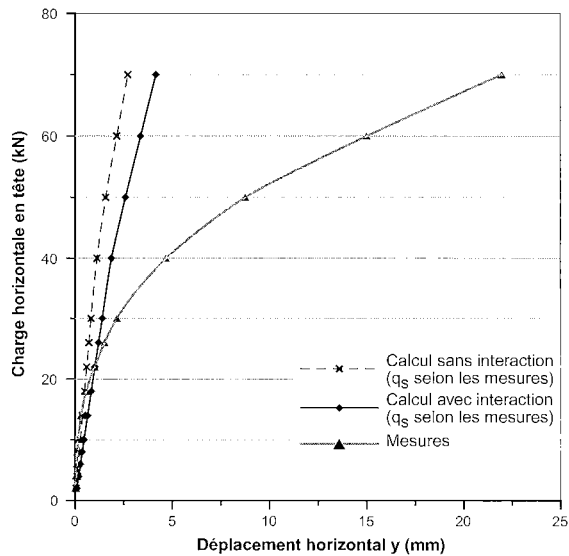


Figure 4.40. Comparaison des courbes « charge horizontale-déplacement horizontal en tête » mesurée et calculées.

Pour le chargement vertical, les résultats des calculs sont fortement pessimistes par rapport aux mesures. La situation s'améliore nettement si l'on prend en compte le frottement axial limite mesuré, soit $q_s = 40$ kPa en moyenne, au lieu de la valeur de 20 kPa donnée par le Fascicule 62-Titre V pour les pieux injectés de diamètre usuel.

Pour les charges horizontales, la courbe charge-déplacement calculée est trop raide par rapport aux mesures pour des charges supérieures à 30 kN, mais donne de bons résultats aux faibles charges.

La figure 4.41 présente, pour un micropieu du réseau n° 1, la répartition des moments calculés sous charge horizontale et indique les seuils de fissuration et de plastification du coulis. On constate que la fissuration du coulis est atteinte pour une charge de 20 kN environ.

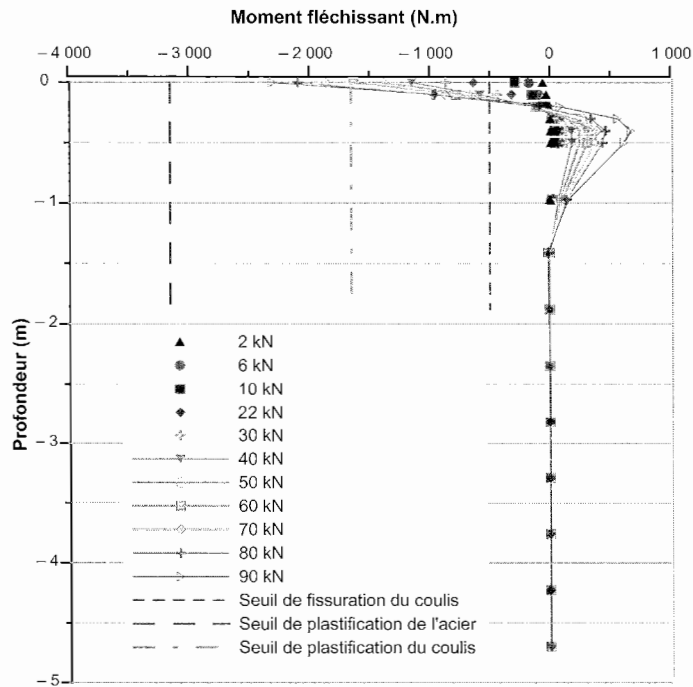


Figure 4.41. Répartition du moment fléchissant pour différentes charges horizontales appliquées et seuils de fissuration et de plastification pour un micropieu du réseau n° 1.

La figure 4.42 présente la répartition de la contrainte de frottement axial le long du micropieu en fonction de la charge horizontale appliquée. Notons que le frottement axial mobilisé est quasiment uniforme le long du micropieu, qui se com-

porte donc comme une inclusion rigide quel que soit le niveau de charge appliqué, compte tenu des rigidités relatives utilisées ici.

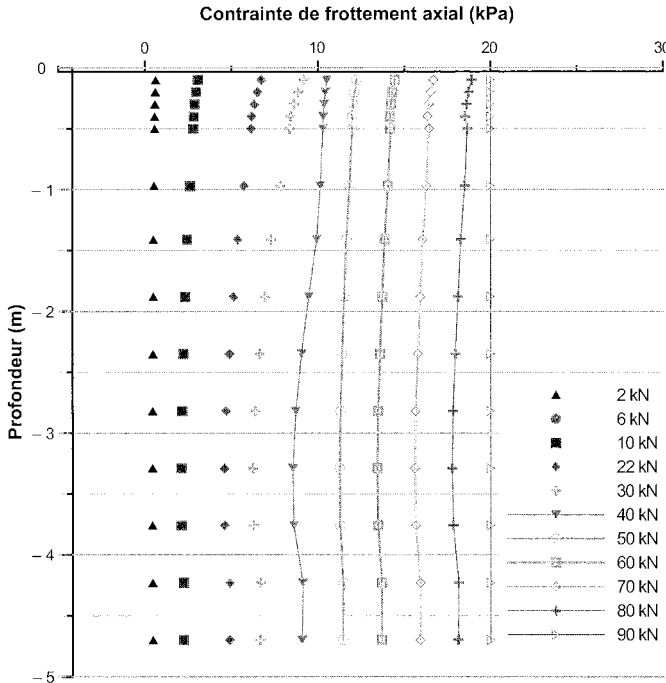


Figure 4.42. Répartition du frottement axial le long d'un des micropieux du réseau n° 1, pour différentes charges horizontales.

Les figures 4.43 et 4.44 présentent la comparaison de calculs GOUPEG pour le double chevalet et pour le groupe équivalent de 4 micropieux verticaux avec un entraxe $S/B = 4$ dans le cas de chargements vertical et horizontal. Pour le chargement vertical, on obtient une augmentation de la portance du réseau en double chevalet par rapport au groupe, contrairement aux résultats expérimentaux obtenus à Saint-Rémy-lès-Chevreuse. Le réseau présente même un comportement avec écrouissage (augmentation continue de la résistance) alors que le groupe atteint relativement rapidement une charge limite constante. Cet effet bénéfique peut être attribué à la flexion des micropieux et la mise en butée du sol « enserré » entre eux, perpendiculairement à leur axe. Ce résultat a également été obtenu par d'autres auteurs (Kulhawy et Mason, 1995; Zhang *et al.*, 1998). Les résultats obtenus pour le chargement horizontal (Fig. 4.44) montrent également un meilleur comportement pour le réseau que pour le groupe équivalent. Dans le cas présent

cela est tout à fait conforme aux résultats expérimentaux de Saint-Rémy-lès-Chevreuse. Ce meilleur comportement est sans doute dû à la contribution des frottements axiaux pour les micropieux inclinés du réseau.

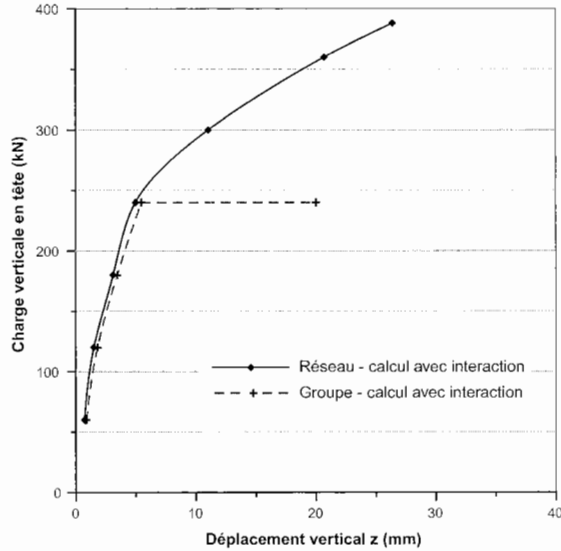


Figure 4.43. Comparaison des résultats numériques pour un groupe et pour un réseau en double chevalet soumis à un chargement vertical.

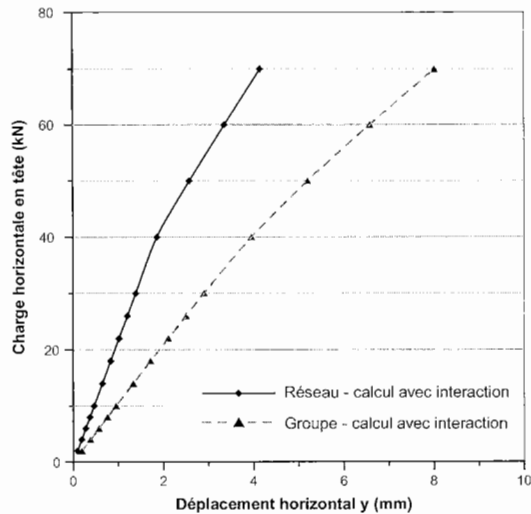


Figure 4.44. Comparaison des résultats numériques pour un groupe et pour un réseau en double chevalet soumis à un chargement horizontal.

Ces résultats sont confirmés par l'étude paramétrique qui compare le réseau élémentaire en double chevalet, mais avec des inclinaisons variant de 10° à 40° , au groupe de 4 micropieux verticaux (inclinaison de 0°). Les courbes de mobilisation du frottement axial ($t-z$) et de réaction transversale ($p-y$) utilisées sont les mêmes que précédemment. Les figures 4.45 et 4.46, pour la charge verticale $V = 120$ kN, donnent respectivement le déplacement vertical et le déplacement horizontal..

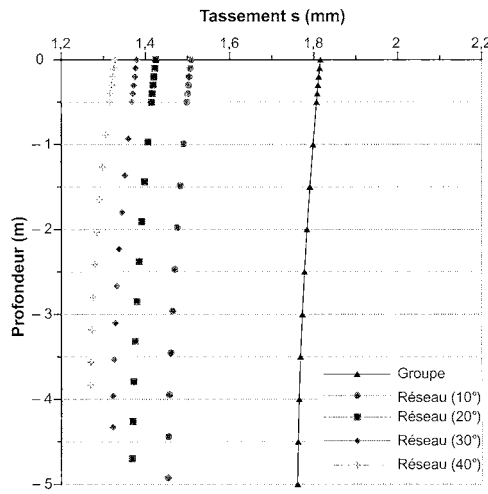


Figure 4.45. Déplacements verticaux calculés de doubles chevalets et du groupe équivalent pour une charge verticale $V = 120$ kN.

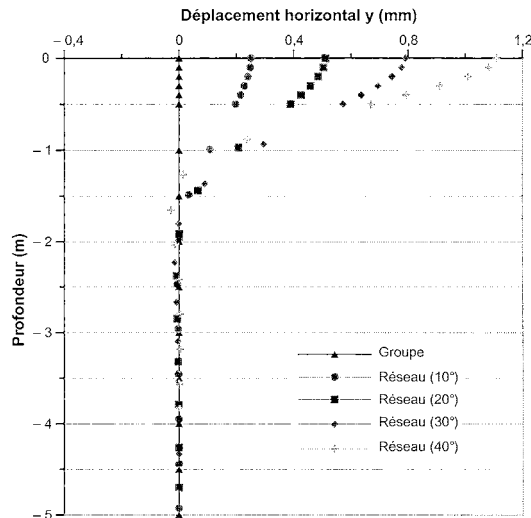


Figure 4.46. Déplacements horizontaux calculés de doubles chevalets et du groupe équivalent pour une charge verticale $V = 120$ kN.

Les figures 4.47 et 4.48, pour la charge horizontale $H = 60$ kN, donnent respectivement le déplacement horizontal et le déplacement vertical. Elles illustrent bien la situation. Plus les micropieux sont inclinés, mieux ils se comportent dans la direction de chargement (Fig. 4.45 et 4.47). Ceci est dû, dans chacun des cas, au déplacement développé dans la direction perpendiculaire à celle du chargement qui augmente avec l'inclinaison (Fig. 4.46 et 4.48).

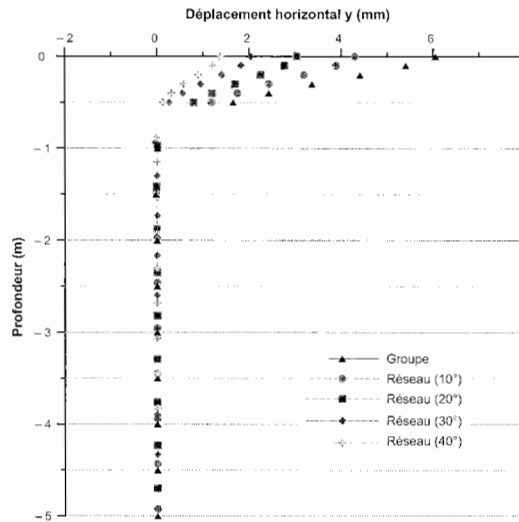


Figure 4.47. Déplacements horizontaux calculés de doubles chevalets et du groupe équivalent pour une charge horizontale $H = 60$ kN.

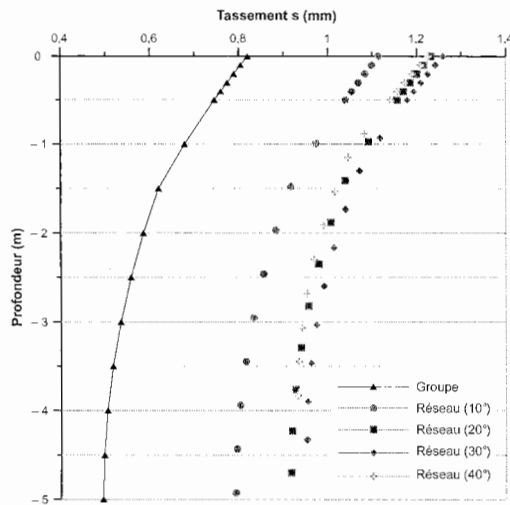


Figure 4.48. Déplacements verticaux calculés de doubles chevalets et du groupe équivalent pour une charge horizontale $H = 60$ kN.

4.3.2. Études par éléments finis

Foerster et Modaressi (1995, F0/94/04) ont proposé une nouvelle méthode de calcul, par éléments finis et en déformation plane, des réseaux et des groupes de micropieux. Cette méthode est un compromis entre l'approche classique dans laquelle le micropieu, le sol et l'interface sont modélisés séparément et une approche simplifiée qui consiste à remplacer l'ensemble sol/inclusion par un milieu élastique ou élastoplastique équivalent. Il a été utilisé pour cela la technique des « macro-éléments », introduite essentiellement pour les matériaux composites et qui permet la prise en compte locale, au sein d'un élément du maillage, de discontinuités entre les matériaux. Pour tenir compte de la localisation des déformations à l'interface sol/micropieu, deux techniques ont été utilisées : soit l'introduction de modes supplémentaires de déformation du macro-élément comme l'indique la figure 4.49, appelée approche par « enrichissement », soit une approche par homogénéisation des déformations dans le macro-élément, en considérant que l'inclusion et son interface forment un constituant unique dans le macro-élément.

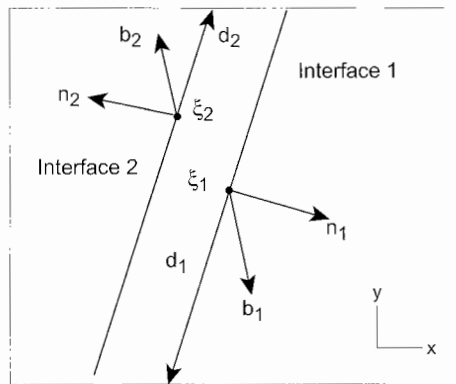


Figure 4.49. Modes de déformation supplémentaires pour un macro-élément traversé par un micropieu rugueux.

Des tests numériques ont été effectués sur le comportement d'un massif de sol chargé par une fondation souple ou rigide, reposant elle-même sur une série de chevalets, figure 4.50. Le problème a été traité en déformation plane à l'aide du logiciel GEFDYN en utilisant les approches suivantes en éléments finis :

- approche macro-élément seule (M) ;
- approche macro-élément avec enrichissement (ME) ;
- approche macro-élément avec homogénéisation et interface libre (MHL) ;
- approche macro-élément avec homogénéisation et interface bloquée (MHB) ;
- méthode des éléments finis classique avec interface bloquée ($JBel$) ;
- méthode des éléments finis classique avec interface libre ($JLeI$),

- méthode des éléments finis classique avec éléments d’interface élastoplastiques (*JLep*);
- méthode des éléments finis classique (*EFS*).

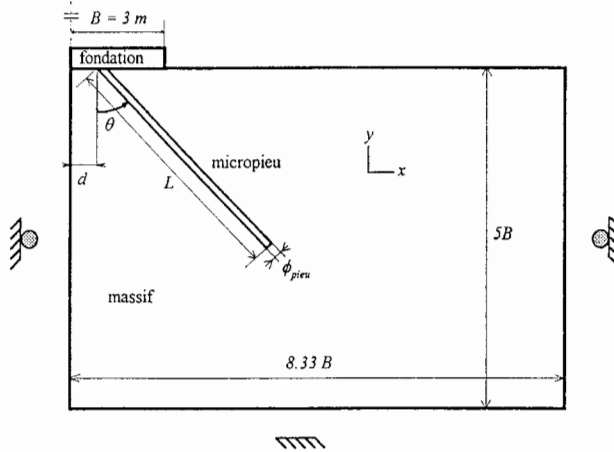


Figure 4.50. Géométrie et conditions aux limites utilisées pour les tests.

Le tableau 4.9 montre l’erreur relative Δ obtenue dans l’évaluation du tassement maximal [$\Delta = 100(\delta_{max} - \delta_{ref})/\delta_{ref}$] dans les différentes approches pour des valeurs du module E_{pieu} du pieu prises égales à E_{sol} et à $10 E_{sol}$, la valeur de δ_{ref} étant calculée soit par (*JBel*), soit par (*JLel*).

Tableau 4.9. Erreurs relatives Δ (%) obtenues pour $\phi_{pieu} = 0,1$ m.

| E_{pieu} (MPa) | <i>M</i> | <i>MHB</i> | <i>JBel</i> | <i>EFS</i> |
|------------------|----------|------------|-------------|------------|
| E_{sol} | 0,23 | 2,42 | 0 | - 0,05 |
| $10 E_{sol}$ | - 2,58 | - 2,07 | 0 | - |

| E_{pieu} (MPa) | <i>ME</i> | <i>MHL</i> | <i>JLel</i> | <i>JLep</i> |
|------------------|-----------|------------|-------------|-------------|
| E_{sol} | 3,56 | 16,1 | 0 | 3,45 |
| $10 E_{sol}$ | - 1,83 | 6,63 | 0 | 1,99 |

Même si cette technique des macro-éléments ne permet pas de simuler complètement l’interface sol/micropieu, elle présente cependant l’avantage d’effectuer une étude paramétrique pour le prédimensionnement d’un réseau de micropieux sans modifier le maillage initial, ce qui est d’un grand intérêt pour le projeteur.

Les auteurs ont, par la suite, poursuivi et complété leurs travaux précédents (Foerster et Modaressi, 1996, FO/95/04 et FO/96/01). L'objectif est toujours de permettre à l'ingénieur, à partir d'un maillage convenable du milieu (sol de fondation, géométrie de la surface, semelle de liaison des micropieux) de ne pas changer ce maillage pour étudier les différentes configurations de groupes ou de réseaux de micropieux.

Trois techniques différentes ont été utilisées, dans une modélisation bidimensionnelle :

- 1) la technique, ci-dessus, des macro-éléments ;
- 2) la technique du modèle de comportement anisotrope avec critère de plasticité orientée suivant le plan de l'inclusion dans l'élément fini traversé (modèle de multimécanismes de déformations irréversibles, GEOMAT, intégré dans le logiciel GEFDYN) ;
- 3) la technique du milieu homogénéisé (critère homogénéisé) proposée par de Buhan *et al.* (voir ci-dessous).

La conclusion des auteurs est que toutes ces méthodes donnent des résultats sensiblement équivalents. Le critère homogénéisé leur semble efficace et facile à mettre en œuvre. L'approche par macro-éléments semble plus difficile à manier numériquement.

4.3.3. Méthode d'homogénéisation

De Buhan et Maghous (1996, FO/95/06 et 1997, FO/96/07) ont présenté une application de la méthode d'homogénéisation au calcul des réseaux de micropieux. Les hypothèses sont les suivantes : réseau de type bidimensionnel à mailles identiques, comportements élastoplastique du sol et des micropieux, adhérence parfaite à l'interface sol/micropieu et micropieux ne travaillant qu'en compression/traction (pas de résistance en flexion et au cisaillement).

Une application est faite sur une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, en partie renforcée par un réseau de micropieux inclinés à 30° sur la verticale (Fig. 4.51). Le calcul a été réalisé, en analyse bidimensionnelle, à l'aide du code de calcul GEOMECH conçu pour le renforcement des tunnels par boulonnage et modifié pour la circonstance.

Les courbes charge-enfoncement correspondant aux massifs non renforcés et renforcés sont présentées sur la figure 4.52. On observe que le renforcement augmente à la fois la raideur du sol de fondation et la charge limite. Il est à noter que cette dernière se mobilise pour des déplacements plus grands que celle du sol non renforcé.

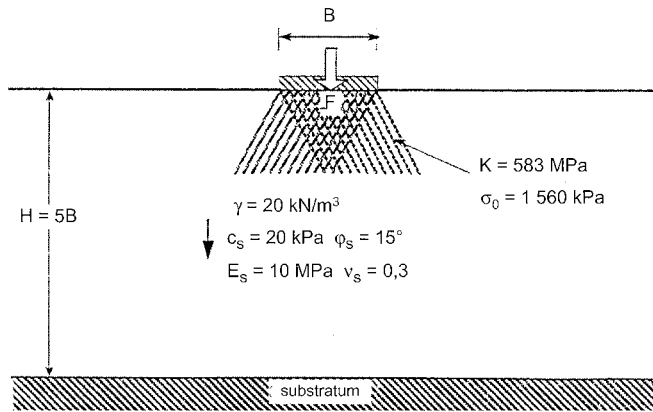


Figure 4.51. Massif de sol en partie renforcé par un réseau de micropieux incliné à 30° .

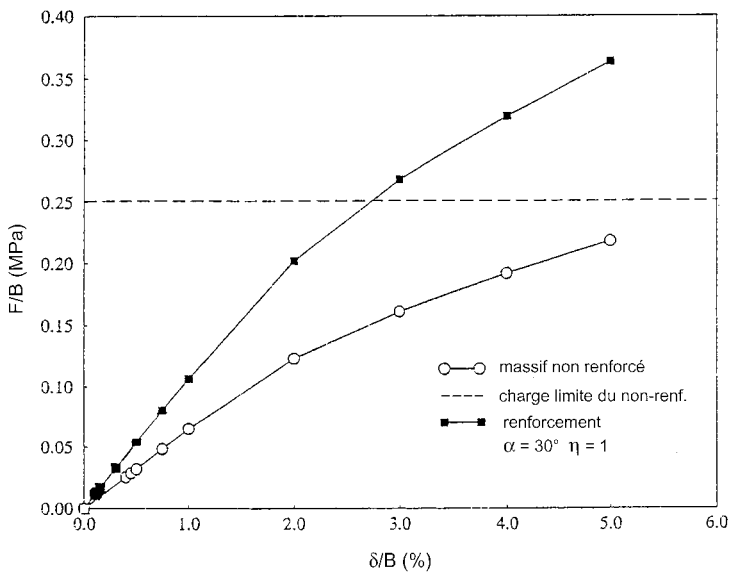


Figure 4.52. Courbes charge-enfoncement.

Sudret et de Buhan (1998, F0/97/03) et de Buhan (2001, FO/98-99/04), faisant suite aux études précédentes sur l'homogénéisation, ont proposé une nouvelle approche du problème par un modèle biphasique du matériau renforcé permettant de résoudre les difficultés auxquelles elles s'étaient heurtées, à savoir une limitation à un critère de plasticité parfaite, une adhérence parfaite sol/inclusions et des critères de plasticité de type Von Mises ou Drucker-Prager.

Le principe de cette approche est analogue à la façon dont sont traités les milieux poreux : elle distingue deux phases, une phase sol et une phase renforcement avec une interaction entre les deux phases.

Une première application, par la méthode des éléments finis, a été faite au calcul des fondations sur réseaux de micropieux en déformation plane et en configuration axisymétrique, avec adhérence parfaite et comportements élastoplastiques parfaits des deux phases.

La figure 4.52 montre le problème en déformations planes d'une semelle filante sur un sol purement cohérent renforcé par un réseau de micropieux, tous inclinés à l'angle α sur la verticale. L'état initial de contraintes a été pris isotrope ($\sigma_0 = \gamma_z \cdot \mathbf{1}$).

La figure 4.53 donne les résultats du calcul, où s est le déplacement vertical en tête de la fondation. On remarque qu'une inclinaison optimale des micropieux apparaît au voisinage de $\alpha = 15^\circ$.

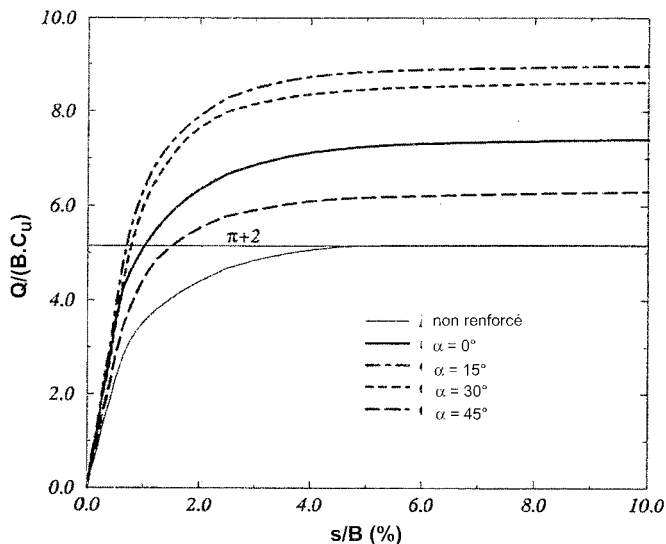


Figure 4.53. Courbes de chargement d'une semelle filante sur sol purement cohérent (déformations planes).

Des résultats analogues ont été obtenus pour le même problème, mais traité avec un sol frottant et cohérent.

Dans un deuxième temps, le modèle biphasique est développé pour prendre en compte un comportement élastique parfaitement plastique de l'interaction sol/inclusions (de Buhan, 2001, FO/98-99/04).

Une application analytique unidimensionnelle est faite sur un réseau d'inclusions verticales.

L'auteur indique qu'une formulation variationnelle, mise en œuvre par éléments finis, pourra être développée comme dans le cas de l'adhérence parfaite entre le sol et les inclusions.

4.4. ANALYSE DES RÉSULTATS

4.4.1. Étude des paramètres influant sur la portance verticale

Les recherches tant expérimentales que théoriques effectuées sur les réseaux de micropieux sont rares et le comportement des réseaux sous chargements vertical et horizontal est peu connu, vu le nombre important de paramètres influant sur la portance des réseaux. Les essais réalisés dans le cadre du projet national Forever et décrits dans ce chapitre ont permis d'étudier l'influence de certains paramètres sur la portance verticale. On présente ci-après, dans ce sens, une synthèse et une interprétation des résultats obtenus concernant l'influence de l'espacement des micropieux, de la densité du sable, de la densité des micropieux (nombre), de l'inclinaison des micropieux et de leur enchevêtrement.

Rappelons que l'orientation des micropieux dans un réseau est caractérisée par les deux angles suivants (Fig. 4.54):

- α : l'angle d'inclinaison du micropieu avec la verticale;
- β : l'angle entre le plan vertical tangent au cercle (centré au milieu de la fondation) et le plan vertical passant par le micropieu, que l'on appelle angle d'enchevêtrement.

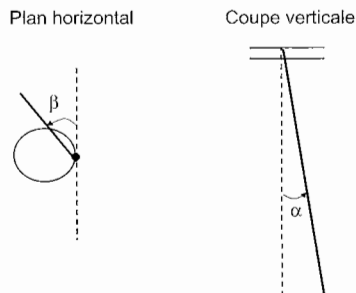


Figure 4.54. Définitions des deux angles α et β déterminant l'orientation des micropieux.

Un réseau enchevêtré est principalement caractérisé par des valeurs de β négatives ($\beta < 0^\circ$) ou supérieures à 180° , qui permettent aux micropieux d'avoir des distances généralement plus rapprochées entre eux que leur espacement en tête. Il en résulte un bon enserrement du sol entre les micropieux.

Un effet positif des réseaux a été mis en avant par F. Lizzi (1978) qui a mené des essais de chargement vertical sur:

- un groupe de 3 micropieux d'entraxe $17,5 B$, simulant ainsi des micropieux isolés (micropieux de référence);
- un groupe de 18 micropieux d'entraxe $7 B$ et disposés en deux cercles concentriques;
- un réseau de 18 micropieux d'entraxe $7 B$ et disposés également en deux cercles concentriques, chaque micropieu étant incliné à la fois par rapport à la verticale et par rapport au plan vertical tangent au cercle ($\alpha = 8,3^\circ$ et 11° ; $\beta = -20^\circ$ et 200°).

La figure 4.55 montre la disposition géométrique des micropieux de référence, du groupe de 18 micropieux et du réseau de 18 micropieux.

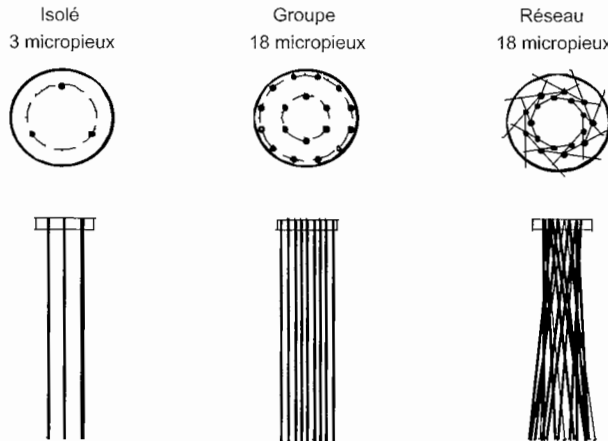


Figure 4.55. Disposition géométrique (Lizzi, 1978).

Les micropieux étaient des tiges d'acier ayant tous le même élancement D/B égal à 100 (diamètre $B = 20$ mm et longueur $D = 2$ m). Ils ont été mis en place par moulage dans un sable. Ce sable dont l'indice de densité n'est pas connu, mais que l'on présume correspondre à un état lâche, a été en fait déversé dans un état quasi-liquide autour des micropieux avant d'être asséché.

L'inclinaison et l'orientation des micropieux du réseau différaient entre les deux cercles de micropieux, à savoir:

- pour le cercle intérieur, les micropieux formaient un angle $\beta = -20^\circ$; leur inclinaison par rapport à la verticale était $\alpha = 8,3^\circ$;
- pour le cercle extérieur, les micropieux formaient un angle $\beta = 200^\circ$ et leur inclinaison par rapport à la verticale était $\alpha = 11^\circ$.

La figure 4.56 présente les courbes de chargement des micropieux isolés, du groupe et du réseau dans le cas du sable.

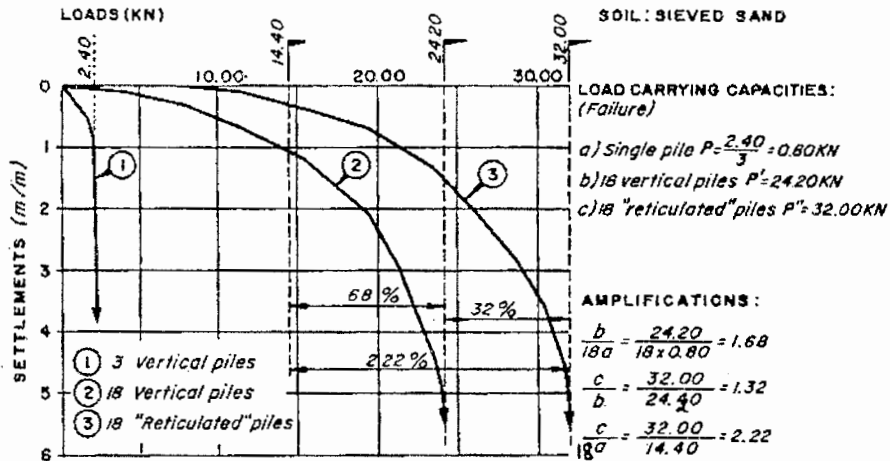


Figure 4.56. Courbes de chargement des 3 micropieux de référence, du groupe et du réseau de 18 micropieux: cas du sable (Lizzi, 1978).

Le résultat principal est un coefficient d'efficacité de 1,68 pour le groupe de 18 micropieux (augmentation de la portance verticale de 68 % par rapport à 18 micropieux isolés) et de 2,22 pour le réseau de 18 micropieux (augmentation de 122 % par rapport à 18 micropieux isolés).

Les essais de chargement des réseaux de micropieux, menés dans le cadre du projet national Forever, concernaient des micropieux dont le nombre N variait de 4 à 18 et l'espacement S/B de 3,5 à 17. Le tableau 4.10 résume les conditions d'essai, la géométrie des réseaux et les coefficients d'efficacité obtenus sur ces réseaux. Les valeurs du coefficient d'efficacité C_e correspondent à la valeur maximale de la charge ou, à défaut, au tassement égal à 1/10 du diamètre de la semelle de liaison).

Avant de passer à l'examen de l'influence des paramètres sur la portance des réseaux, il convient de souligner d'emblée que les valeurs du coefficient d'efficacité ds réseaux sont très dispersées et souvent inférieures à 1. De plus, on ne retrouve la valeur élevée donnée par Lizzi ($C_e = 2,22$) pour des réseaux de 18 micropieux que dans 3 cas sur 10, ces 3 cas étant obtenus dans la cuve expérimentale du Laboratoire 3S de Grenoble pour des grands déplacements ($s/B = 250 \%$).

Tableau 4.10. Comparaison des coefficients d'efficacité des réseaux de micropieux testés dans le cadre du projet national Forever (tous les sols sont du sable).

| Labo | Essai | Mise en place | N | α | β | S/B | B (mm) | D (m) | C_e |
|------------------------------------|-------------------------------|---------------|----|--|--|-----|--------|-------|---------------------|
| CEBTP (2D) Vraie grandeur | Double chevalet 1 | Forage | 4 | 20° | – | 4 | 100 | 5 | 0,81 |
| | Double chevalet 2 | Forage | 4 | 20° | – | 12 | 100 | 5 | 0,85 |
| | Double chevalet 3 | Forage | 4 | 20° | – | 17 | 100 | 5 | 0,81 |
| LCPC Centrifugeuse à 10 g | Type Lizzi (initial) | Moulé | 18 | 9 ^{**} / 7,3 ^{***} | – 20 ^{**} /200 ^{**} | 7 | 2 | 0,2 | 1,31 |
| | Divergent | Moulé | 18 | 9° | 90° | 7 | 2 | 0,2 | 0,97 |
| | En vrille | Moulé | 18 | 9° | 0° | 7 | 2 | 0,2 | 0,65 |
| | Alterné | Moulé | 18 | 9° | 0 ^{**} /180 ^{***} | 7 | 2 | 0,2 | 0,51 |
| LCPC Centrifugeuse à 10 g | Chevalet 1 | Fonçage | 2 | 10° | – | 3 | 12 | 0,6 | 0,92 ⁽¹⁾ |
| | Chevalet 2 | Fonçage | 2 | 20° | – | 3 | 12 | 0,6 | 0,87 ⁽¹⁾ |
| L3S Cuve expérimentale | 1998 (2) | Fonçage | 18 | 20° | 0 ^{**} /180 ^{***} | 7 | 10 | 1 | 2,3 |
| | 1998 (3) | Fonçage | 18 | 20° | 0 ^{**} /180 ^{***} | 3,5 | 10 | 1 | 1,81 |
| | 1999 (2) | Fonçage | 18 | 20° | 0 ^{**} /180 ^{***} | 7 | 10 | 1 | 1,77 |
| | 1999 (3) | Fonçage | 18 | 20° | 0 ^{**} /180 ^{***} | 3,5 | 10 | 1 | 1,74 |
| | 1999 (4) plus enchevêtré | Fonçage | 18 | 20° | – 40° ou 220 ^{****} | 7 | 10 | 1 | 2,29 |
| | 2001 (1) quasi cylindrique | Fonçage | 18 | 20° | ≈ – 30°/210 ^{***} | 7 | 10 | 1 | 2,93 |
| CERMES Chambre d'étalonnage | En surface | Fonçage | 5 | 15° | 90° | 4 | 10 | 0,5 | – |
| | $\sigma_C = 50$ kPa | Fonçage | 5 | 15° | 90° | 4 | 10 | 0,5 | 0,65 |
| | $\sigma_C = 100$ kPa | Fonçage | 5 | 15° | 90° | 4 | 10 | 0,5 | 0,59 |
| | $\sigma_C = 150$ kPa | Fonçage | 5 | 15° | 90° | 4 | 10 | 0,5 | 0,59 |
| Lizzi (1978) Cuve expérimentale | | Moulé | 18 | 8,3 ^{**} / 11 ^{***} | – 20 ^{**} /200 ^{***} | 7 | 20 | 2 | 2,22 |

* file externe **file interne ***angles de deux micropieux successifs sur une même file.

(1) par rapport au groupe.

4.4.1.1. Influence de l'espacement

Dans le cas des réseaux (micropieux inclinés), on définit l'espacement des micropieux comme étant la distance séparant les axes des micropieux au niveau de la face inférieure de la semelle de liaison reliant les micropieux.

La figure 4.57 montre les coefficients d'efficacité mesurés lors des divers essais réalisés dans le cadre du projet national Forever sur les réseaux de micropieux en fonction de l'espacement relatif S/B entre les micropieux.

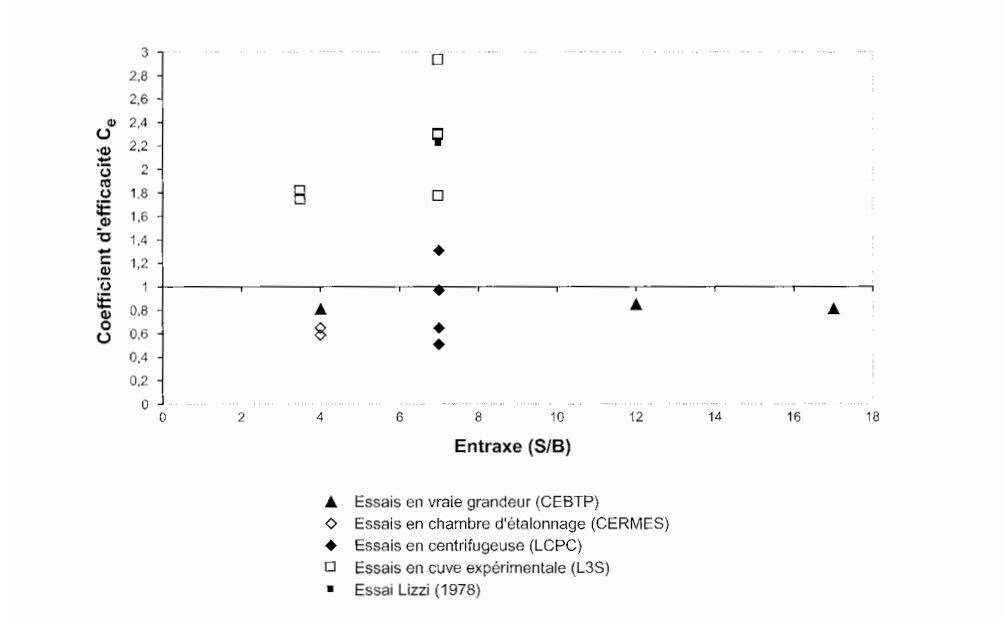


Figure 4.57. Coefficients d'efficacité des réseaux, obtenus par les essais réalisés dans le cadre du projet national Forever, en fonction de l'espacement entre les micropieux.

La comparaison entre les coefficients d'efficacité des divers réseaux chargés verticalement ne montre aucune relation particulière entre le coefficient d'efficacité et l'espacement relatif.

Force est de constater que l'espacement en tête des micropieux n'est pas un paramètre principal. Dans le cas où la comparaison entre les deux espacements est possible, ($S/B = 3,5$ et 7 en cuve expérimentale à Grenoble), le résultat est plutôt inattendu : l'efficacité est meilleure aux grands déplacements, pour l'espacement $S/B = 7$! Il est vrai que pour les petits déplacements, on obtient l'inverse (voir § 4.2.4).

Les essais en vraie grandeur, quant à eux, n'ont fourni qu'un effet de réseau négatif, indépendamment de l'espacement. Il est utile de rappeler que ces essais ont été réalisés sur des réseaux de 4 micropieux seulement (doubles chevaux).

4.4.1.2. Influence de la densité du sable

La densité du sol est *a priori* un paramètre principal dans le comportement des réseaux de micropieux, mais il n'a pas pu être étudié systématiquement dans le cadre du projet national Forever.

Tous les essais réalisés sur des groupes et des réseaux de micropieux dans le cadre du projet national l'ont été sur du sable rapporté. Dans la plupart des cas, la valeur retenue pour l'indice de densité I_D a été voisine de 0,5 ($0,45 < I_D < 0,55$), correspondant au cas des sables relativement lâches jugé plus intéressant.

Il n'y a donc pas de résultats correspondant à une plage de variation de l'indice de densité I_D pour une série d'essais, toutes choses étant égales par ailleurs.

Une exception notable concerne le cas des essais en centrifugeuse qui ont été effectués avec une densité élevée ($I_D = 0,8$), sur des réseaux de 18 micropieux.

Indépendamment des problèmes de similitude dans les problèmes expérimentaux, il apparaît que cette augmentation de la densité du sable diminue sensiblement l'efficacité des réseaux de 18 micropieux. En effet, le coefficient d'efficacité C_e est toujours inférieur à 1, sauf pour le réseau de type « Lizzi », dans les essais en centrifugeuse où $I_D = 0,80 - 0,85$ alors qu'il est systématiquement supérieur à 1 en cuve expérimentale où $I_D \approx 0,50$.

Un autre trait saillant de l'influence de la densité, toutes choses égales par ailleurs, concerne la différence de la forme des courbes charge-déplacement. À faible densité, les réseaux présentent de l'écrouissage en cuve expérimentale ($I_D = 0,5$), alors qu'ils n'en présentent pas à forte densité en centrifugeuse où, par ailleurs, le groupe équivalent montre un radoucissement sur la courbe de chargement.

4.4.1.3. Influence de la densité de micropieux

Les essais réalisés dans le cadre du projet national Forever ont porté sur des réseaux de 4 micropieux (doubles chevalets), de 5 micropieux en étoile et de 18 micropieux.

Aucun effet positif de réseau n'est observé pour des essais avec un petit nombre de micropieux (4 ou 5). Il semble vraisemblable qu'il faille un nombre minimal de micropieux par unité de volume (densité de micropieux) de sol pour obtenir un enserrment suffisant pour conduire à un effet positif.

4.4.1.4. Effet de l'orientation (inclinaison et enchevêtrement) des micropieux

Les plages de variation des angles α et β dans les essais effectués dans le cadre du projet national Forever sont $8,3^\circ$ à 20° pour α et -40° à $+220^\circ$ pour β (tableau 4.10). Cependant, comme pour les autres paramètres, il n'y a que très peu d'essais où l'influence de chacun de ces angles peut être mise en évidence, avec toutes les autres conditions étant égales par ailleurs.

En ce qui concerne l'angle d'inclinaison α , on peut noter que la comparaison avec les groupes montre des résultats intéressants dans le cas des réseaux simples :

- dans le cas des doubles chevalets en vraie grandeur, comparés au groupe de 4 micropieux Π_h également en vraie grandeur, le coefficient d'efficacité des doubles chevalets, calculé pour un déplacement de $0,1 B$, présente la fourchette de valeurs (0,81 à 0,85) alors que, pour le groupe, sa valeur est 1,1. Ceci est tout à fait cohérent avec les résultats des essais sur simples chevalets en centrifugeuse, qui indiquent une portance réduite par rapport au groupe (ratio de 0,87 pour $\alpha = 20^\circ$ et de 0,92 pour $\alpha = 10^\circ$);

- pour le réseau de 5 micropieux en étoile ($\beta = 90^\circ$), testé en chambre d'étalonnage sous des pressions de confinement de 50, 100 et 150 kPa, le coefficient d'efficacité, calculé à $0,1 B$, présente la fourchette de valeurs (0,65 à 0,59) alors que, pour le groupe, cette dernière est (0,74 à 0,63), la variation étant due à la pression de confinement dont l'augmentation semble provoquer une légère diminution des coefficients d'efficacité.

On confirme ainsi que l'inclinaison des micropieux seule, c'est-à-dire sans enchevêtrement, n'apporte aucun effet positif, bien au contraire, sur la capacité portante aux faibles déplacements des réseaux simples de micropieux par rapport aux groupes.

Il a cependant pu être mis en évidence, sur ces réseaux simples, une amorce de mécanisme propre aux micropieux inclinés sous chargement vertical, à savoir une mobilisation progressive de la réaction transversale aux micropieux par une forme de « mise en butée » du sol. En ce qui concerne les doubles chevalets, l'excavation du massif de sable après les essais a montré que le coulis enrobant l'armature en tête de certains micropieux était fissurée, traduisant des efforts de flexion importants, en cohérence avec cette « mise en butée » du sol. En outre, pour ce qui est des essais en chambre d'étalonnage sur le réseau en étoile, l'écroutissage, montré par la courbe charge-enfoncement de la figure 4.36 pour le réseau sans confinement (surface libre), peut également être attribué à une mobilisation d'efforts transversaux.

Ainsi, le mécanisme de mise en butée du sol avec les micropieux peut conduire, aux grands déplacements et dans certaines conditions (état de densité du sol, rigidité relative sol-micropieu, etc.), à une meilleure portance du réseau par rapport à celui du groupe équivalent.

Pour les essais en cuve expérimentale au Laboratoire 3S de Grenoble, les réseaux étaient plus significatifs par le nombre de micropieux ($n = 18$) et par l'enchevêtrement ($\beta < 0^\circ$ ou $\beta > 180^\circ$ et/ou croisement des micropieux). Dans le cas du réseau quasi cylindrique (défini par $\alpha = 20^\circ$, $\beta = -30^\circ/210^\circ$) (Fig. 4.32), on a observé un effet positif sur la portance dès les petits déplacements par rapport au groupe équivalent. Dans tous les cas, le phénomène d'écrouissage a été clairement visible pour les réseaux, confirmant en cela le mécanisme de mise en butée sur des inclusions longues et flexibles que sont les micropieux. Il s'ensuit que, aux grands déplacements, tous les réseaux en cuve expérimentale ont montré un comportement au moins aussi bon que les groupes (Fig. 4.29 à 4.32).

En revanche, les essais en centrifugeuse n'ont jamais donné d'effet positif de la portance des réseaux par rapport aux groupes. Cela pourrait être dû à l'indice de densité élevé résultant de la procédure utilisée pour assurer une réalisation correcte du massif de sable avec les réseaux de micropieux.

Les études numériques menées au Cermes (§ 4.3.1) montrent un effet positif dans le cas d'un réseau simple, par rapport au groupe équivalent, tant pour la modélisation du double chevalet n° 1 de Saint-Rémy-lès-Chevreuse que pour l'étude paramétrique théorique associée. Ces études confirment que cet effet est dû à la mise en butée du sol. Le désaccord avec les résultats expérimentaux peut être attribué au fait que, dans la réalité, la mobilisation de la butée se produit plus tardivement et peut-être avec une intensité réduite par rapport à la modélisation numérique. Cette comparaison montre clairement que les conditions de mobilisation de la butée et son intensité dépendent des rigidités, tant des micropieux (traction/compression et flexion) que du sol et des interfaces (courbes p - y et t - z). Il s'agit d'une voie à explorer pour des recherches futures.

4.4.2. Commentaires sur la portance horizontale

Les essais de chargement horizontal menés dans le cadre du projet national Forever concernent uniquement des réseaux simples: doubles chevalets du site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse et chevalets des chantiers de l'Alabama et de Saint-Maurice. Elles confirment que l'inclinaison de micropieux (ou de pieux) est largement bénéfique pour la reprise d'efforts transversaux. Il s'agit ici d'efforts statiques mais il en est de même sous efforts dynamiques ou sismiques (voir chapitre 5).

En ce qui concerne les doubles chevalets de Saint-Rémy-lès-Chevreuse, leur portance horizontale est de 2 à 3 fois supérieure à celle du groupe équivalent d'entraxe $S/B = 2$. Les études numériques effectuées au Cermes sur des doubles chevalets confirment ces résultats.

4.5. CONCLUSIONS

La complexité et le nombre nécessairement limité d'essais et d'études menés dans le cadre de ce projet national ne nous permettent pas de donner des recommandations précises et chiffrées sur le comportement et le dimensionnement des réseaux de micropieux. Néanmoins, un certain nombre de conclusions s'imposent.

Il apparaît tout d'abord qu'un réseau, quel que soit le nombre de micropieux, a un meilleur comportement sous charge horizontale que le groupe équivalent. On pourra, dans la pratique, tirer profit de cette propriété.

En ce qui concerne le comportement sous charge verticale, les résultats expérimentaux sont, pour le moins, contrastés.

Pour obtenir un effet de réseau positif, il convient, à l'évidence, de respecter les recommandations déjà faites pour les groupes (notamment, sur le nombre, la longueur des micropieux, ainsi que sur l'enserrement du sol).

Dans les sols granulaires lâches à moyennement denses, les plus intéressants à renforcer par micropieux, on peut obtenir un effet de réseau positif par rapport à un groupe équivalent à condition non seulement d'assurer un bon enserrement du sol, mais également en concentrant le plus possible les micropieux sous la charge. Cela implique que les micropieux ne s'écartent pas de la surface de base, mais soient plutôt « rentrants » ($\beta < 0$), afin d'assurer le meilleur épinglage du sol possible. On se rapproche ainsi du concept, proposé par Lizzi, de fondation en sol renforcé se comportant de manière monolithique.

Dans les sols granulaires denses, il semble qu'un effet de réseau positif ne puisse pas être obtenu.

En ce qui concerne le dimensionnement, il n'est pas possible, sauf pour les réseaux simples, de proposer, à l'heure actuelle, une méthode de calcul ou un outil numérique qui tienne compte des spécificités du comportement des réseaux. Cependant, des pistes sont en développement pour l'utilisation des méthodes basées sur les fonctions de transfert de charge et pour l'utilisation des méthodes d'homogénéisation.

Sur le plan pratique, l'évolution des méthodes de réalisation des micropieux amène à distinguer deux grandes catégories :

- les micropieux injectés sous forte pression de type IRS, pour lesquels il est plus avantageux de rechercher une haute capacité individuelle, éventuellement de groupe ou de réseau simple;
- les micropieux forés et scellés ou battus, pour lesquels il peut être avantageux, compte tenu de leur « simplicité », de rechercher un effet de réseau par enserrment et épingleage du sol.

RÉFÉRENCES

Rapports Forever

- BONNET G., FLIS P.O., GANGNEUX P., PLUMELLE C., SERRAI K. – *Expérimentation en vraie grandeur sur réseaux de micropieux. Essais de chargements verticaux et horizontaux*. Rapport interne n° FO/96/11, 1998.
- BOREL S. – *Validation du dimensionnement d'un groupe de deux micropieux sous chargement latéral. Étude expérimentale et calcul du comportement d'une fondation anti-bruit*. Rapport interne n° FO/98-99/02, 2000.
- BRØDBÆK C. – *An experimental study of micropile groups and networks. Mid-Term Project*. Laboratoire 3S (Institut national polytechnique de Grenoble) et Institut for Geologi og Geoteknik (Technical U of Denmark), July 1998, 58 p., 9 annexes.
- BROWN D.A., CHANCELLOR K. – *Instrumentation, Monitoring and Analysis of the Performance of a Type-A INSERT Wall, Littleville, Alabama*. Auburn University, Alabama, Final Report RP-930-335, 1997, 105 p.
- BUHAN (DE), P., MAGHOUS, S. – *Application d'une méthode d'homogénéisation au calcul des ouvrages renforcés par réseaux de micropieux 1^{re} phase : cas élastique*, thème 3.6. Rapport interne n° FO/95/06, 1996.
- BUHAN (DE) P., MAGHOUS S. – *Application d'un modèle de plasticité homogénéisée au calcul des ouvrages renforcés par réseaux de micropieux*. Rapport interne n° FO/96/07, 1997.
- BUHAN (DE) P. – *Modèle biphasique de matériau renforcé avec prise en compte de l'interaction sol-inclusion*. Rapport interne n° FO/98-99/04, 2001.
- CHAMMAS R. – *Étude sur le comportement des groupes et des réseaux de micropieux*. Mémoire de DEA, Laboratoire 3S de Grenoble, juin 1999, 47 p., 4 annexes.
- DUBREUCQ T. – *Renforcement du sol par micropieux. Chargement vertical de réseaux de micropieux en centrifugeuse*. Rapport interne n° FO/96/10, 1998.
- DUROT, D., PLUMELLE, C. – *Expérimentation en vraie grandeur de réseaux de micropieux. Étude de faisabilité*. Rapport interne n° FO/96/02, 1996.
- ESTEPHAN R., FRANK R. – *Analyse du comportement de groupe et de réseaux élémentaires de micropieux sous chargement vertical et horizontal. Applications aux essais de chargement du réseau de Saint-Rémy-lès-Chevreuse*. Rapport interne n° FO/98-99/06, 2001.
- FOERSTER E., MODARESSI H. – *Modélisation en éléments finis des réseaux ou des groupes de micropieux*. Rapport interne n° FO/94/04, 1995.
- FOERSTER E. MODARESSI H. – *Modélisation par éléments finis des réseaux ou des groupes de micropieux*, thème 3.6. Rapport interne n°s FO/95/04 et FO/96/01, 1996.
- FORAY P., ESTEPHAN R. – *Synthèse des essais de chargement vertical de groupes et de réseaux de 18 micropieux (modèle de Lizzi), réalisés sur des modèles réduits de micropieux dans une grande cuve expérimentale*. Rapport interne n° FO/98-99/09, 2001, 11 p.
- FORZANO B. – *Effet de l'enchevêtrement sur le comportement des réseaux de micropieux*. Rapport interne, Laboratoire 3S, 2001.

- GANGNEUX P., PLUMELLE C. – *Expérimentations en vraie grandeur sur des micropieux isolés, en groupes et en réseaux sur le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse. Excavation du massif après la réalisation des essais de chargement.* Rapport interne n° FO/96/12, 1999.
- GANGNEUX P., PLUMELLE C. – *Expérimentation en vraie grandeur de réseaux de micropieux. Exécution des micropieux.* Rapport interne n° FO/96/09, 1997.
- HAZA E., GARNIER J., FAVRAUD C., THÉTIOT N. – *Étude expérimentale de la portance de réseaux de micropieux en modèles réduits centrifugés. Deuxième série d'essais.* Rapport interne n° FO/98-99/07, 2001.
- HAZA E., GARNIER J., FAVRAUD C., THÉTIOT N. – *Étude expérimentale de la portance de réseaux de micropieux en modèles réduits centrifugés. Troisième série d'essais.* Rapport interne n° FO/98-99/10, 2002.
- HO C.L., COYNE A.G. – *Essais de modèles de micropieux en boîte de cisaillement direct.* Rapport interne n° FO/95/02, 1996.
- LE KOUBY A., CANOU J., DUPLA J.-C. – *Étude comparative du comportement mécanique de groupes et de réseaux de micropieux modèles en chambre d'étalonnage.* Rapport interne n° FO/98-99/05, 2001.
- LEMIEUX N. – *Étude expérimentale des groupes et réseaux de micropieux en chambre d'étalonnage.* Rapport de stage, Université Laval-INP Grenoble, 1998.
- MARCOUYRE M. – *Étude du comportement des groupes et réseaux de micropieux dans le sable.* Rapport de stage de maîtrise de mécanique, université Joseph-Fourier, Grenoble, 1998.
- PLUMELLE C., PELLO T., RAYNAUD D. – *Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Construction du site d'essais.* Rapport interne n° FO/94/01, 1995.
- RAULT, NOBLET – *Compte rendu des essais de chargement en centrifugeuse de réseaux de micropieux. Simulation des essais Lizzi,* 2000.
- RAULT G., FAVRAUD C., GARNIER J – *Compte rendu d'essais de chargement vertical de chevalets. Effet de l'inclinaison des pieux.* Note interne au projet national Forever, juin 1996, 7 p.
- SUDRET B., BUHAN (DE) P. – *Modèle multiphasique de matériau renforcé. Application aux réseaux de micropieux.* Rapport interne n° FO/97/03, 1998.

Autres références

- DAVIS, LE MASSURIER – “Soil/nail interaction mechanisms from large direct shear tests. Ground Improvement Geosystems Densification and Reinforcement”. *Proceed. of the 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems*, London 3-5 June 1997.
- « Fascicule 62-Titre V (1993). Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». *Cahier de clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux.* Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1993.

- KULHAWY F., MASON J. – *Experimental design and work plan to study the effectiveness of reticulated micropile groups - Part1 : « Technical issues »*. FHWA-US department of transportation. Order n° DTFH61-95-0-00777, 1995.
- LIZZI F. – “Reticulated root piles to correct landslides”. *Proceed. ASCE Annual Meeting*, Chicago, 1978.
- LIZZI F. – *The static restoration of monuments - basic criteria, case histories*. Sagep Publisher, 1982.
- LIZZI F, CARNEVALE G. – « Les réseaux de pieux racines pour la consolidation des sols. Aspects théoriques et essais sur modèles ». *Colloque Fondations profondes*, Paris, 1979, p. 317-324.
- POULOS, DAVIS – *Pile Foundation Analysis and Design*. Robert E. Krieger publishing Co, 1990.
- Recommandations Clouterre pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*. Presses des Ponts et Chaussées, 1991, 268 p.
- ZHANG L., MC VAY M.C., LAI P. – “Centrifuge testing of vertically loaded battered pile groups in sand”. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 21, n° 4 1998, p. 281-288.

Comportement sismique des micropieux

5.1. INTRODUCTION

Les fondations sur micropieux sont utilisées pour la construction de nouveaux ouvrages et pour le renforcement des ouvrages existants. Leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Leur utilisation en site sismique présente de grands avantages, car ce système de fondation est caractérisé par de bonnes flexibilité et ductilité, propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques. En effet, l'analyse des dommages subis par les fondations lors du séisme de Kobé en 1995 a montré que les pieux en acier de petit diamètre ont bien résisté aux efforts sismiques en comparaison des pieux en béton armé de grand diamètre (Tokimatsu *et al.*, 1996). Par ailleurs, l'analyse des séismes de Loma Prieta (Bardet *et al.*, 1996) et de Kobe (Tokimatsu *et al.*, 1996, Gazetas et Mylonakis, 1998) a montré que des structures fondées sur des pieux inclinés ont subi des dommages inférieurs à ceux d'autres structures. Ce constat plaide en faveur de l'utilisation des micropieux, en particulier dans des sites présentant des risques de liquéfaction tels que le site de Kobé. Hersbt (1994) a rapporté que des micropieux ont bien résisté aux séismes en Italie et en Californie.

Les micropieux sont également utilisés comme technique de renforcement du sol. Ils permettent de créer un composite sol-micropieux présentant des propriétés mécaniques intéressantes, notamment en terme de rigidité et de résistance. L'utilisation des micropieux comme technique de renforcement présente un grand intérêt pour les sites exposés à des risques sismiques et constitués de sols médiocres ou liquéfiables. Dans ce cas les micropieux confèrent au sol un confinement, une cohésion apparente et une rigidité qui permettent de réduire le mouvement du sol, et ainsi le risque de liquéfaction.

Les micropieux sont particulièrement intéressants pour la réparation des ouvrages ayant subi des dommages lors de séismes. Cette technique offre en effet de nombreuses possibilités de conception (nombre, inclinaison, disposition...) et une facilité d'installation qui rendent son utilisation compétitive, en particulier dans les zones à accès difficile. On trouve dans la littérature des exemples d'utilisation de micropieux pour la réparation ou le renforcement d'ouvrages en zone sismique. À titre d'exemple, on peut citer le renforcement d'une fondation lors de la réparation du connecteur du « CALTRANS North Connector » (Pearlman *et al.*, 1993) et l'utilisation d'un réseau de micropieux pour améliorer la stabilité d'un minaret exposé à un risque sismique dans la ville de Mossoul en Irak (Lizzi et Carnevale, 1981).

L'étude du comportement sismique des micropieux est très récente. Elle a principalement débuté dans le cadre du projet Forever, en collaboration avec l'Université polytechnique de New York et la FHWA (*Federal Highway Administration*). Ces travaux ont mis en œuvre d'importants moyens expérimentaux et de modélisation, notamment des essais en centrifugeuse (Juran *et al.* 1998, FO/98/01, 1999, 2001) et une modélisation tridimensionnelle par éléments finis (Shahrour et Ousta 1995, FO/94/08; 1997, FO/96/08; 1998, FO/97/01). Ces travaux ont été menés dans le but de bien comprendre le comportement des micropieux sous chargement sismique et de proposer des recommandations pour la conception et le calcul des micropieux en site sismique.

L'étude du comportement sismique des micropieux bénéficie de la littérature abondante sur le comportement sismique des pieux (Shahrour *et al.* 1994, FO/93/04; Tajimi, 1969; Novak *et al.*, 1978; Kagawa et Kraft, 1980; Mizuno *et al.*, 1984; Tazoh *et al.*, 1987; Kaynia et Kausel, 1982; Gazetas et Dobry, 1984). Ces travaux montrent que le calcul de pieux sous chargement sismique constitue un problème fort complexe, car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure. Il dépend également des fréquences mises en jeu telles que la fréquence du chargement, la fréquence de la structure, la fréquence du massif du sol et la fréquence de la fondation.

Le calcul sismique des pieux peut être effectué par deux approches. La première approche est dite « globale ». Elle intègre en un seul calcul tous les éléments du problème à savoir le sol, les pieux, le chevêtre et la structure. La seconde approche est fondée sur la méthode des sous-structures. Elle décompose le calcul en trois phases.

La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et les pieux en l'absence de la structure. Cette phase permet de calculer le mouvement sismique à appliquer aux fondations de la structure.

La seconde phase porte sur le calcul de l'impédance des fondations; elle permet de remplacer le système sol-fondation par des éléments ressorts-amortisseurs linéaires ou non linéaires.

La dernière phase concerne l'interaction inertielle qui comporte le calcul de la structure sous l'effet du mouvement déterminé dans la première phase en intégrant la raideur des fondations déterminée dans la seconde phase.

Le calcul global et l'interaction cinématique dans la seconde approche peuvent être traités à l'aide de deux approches. La première approche considère le sol comme un milieu continu; elle donne lieu à un problème tridimensionnel qu'on peut résoudre en utilisant des méthodes analytiques ou numériques. La seconde approche s'appuie sur le modèle de Winkler qui consiste à remplacer le sol par des éléments ressorts et amortisseurs. La seconde approche est plus facile à mettre en œuvre, ce qui explique son utilisation dans la pratique.

5.2. ASPECTS PARTICULIERS - MÉTHODOLOGIE SUIVIE

Le calcul des micropieux en zone sismique nécessite des méthodes spécifiques qui prennent en compte les aspects particuliers des micropieux, à savoir leur flexibilité, ductilité et leur utilisation en grand nombre avec éventuellement des éléments inclinés.

Dans le cadre du projet national Forever, des travaux expérimentaux ont été réalisés à l'aide de la centrifugeuse du RPI (*Renselaer Polytechnic Institute*) qui a été largement utilisée dans l'étude des problèmes d'interaction sol-structure. Une description détaillée de cette centrifugeuse est donnée par Elgamal *et al.* (1991). Une boîte à parois flexibles composée des cadres permettant de reproduire le mouvement sismique latéral a été utilisée. La figure 5.1 donne à titre d'exemple le modèle et l'instrumentation utilisés pour les essais sur quatre micropieux inclinés liaisonnés en tête par un chevêtre. L'instrumentation comporte des mesures du déplacement latéral, de l'accélération, de la pression d'eau (essais de liquéfaction) en différents points du massif. Les micropieux sont équipés de jauges de déformation qui permettent la détermination du moment fléchissant et de l'effort

normal dans les micropieux (Juran *et al.*, 2001). Le sable de Nevada 120 a été utilisé dans ces essais. Ce sable a les caractéristiques suivantes: $e_{max} = 0,88$, $e_{min} = 0,51$, $D_{50} = 0,13$ mm, $C_u = D_{60}/D_{10} = 1,6$, $\phi = 35^\circ$ (Arulmoli *et al.*, 1992).

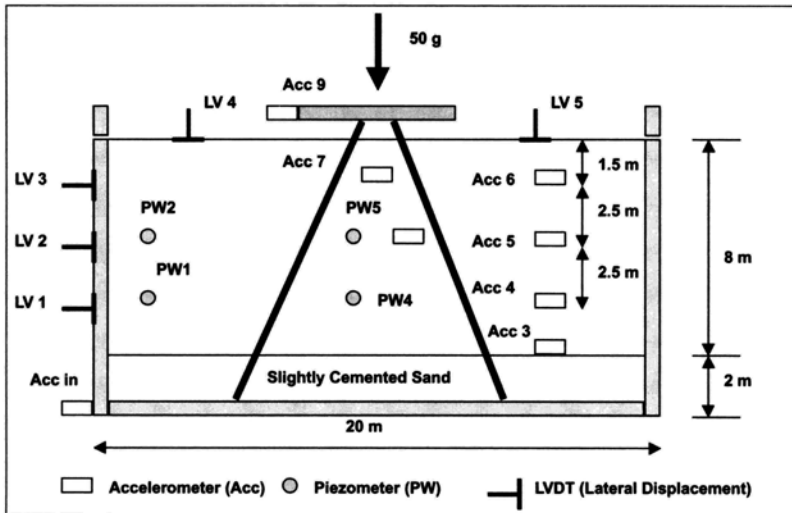


Figure 5.1. Dispositif utilisé dans la centrifugeuse du RPI (Rensselaer Polytechnic Institute) pour la réalisation des essais sur des micropieux (Hana *et al.* 2001).

La modélisation numérique a été effectuée avec différents types de modèles. Les calculs tridimensionnels par éléments finis ont été effectués à l'aide du programme PECPLAS qui permet de traiter les problèmes dynamiques couplés avec des modèles de comportement non linéaires pour les sols (Shahrour 1992, Shahrour et Ousta 1997, FO/96/08). Des calculs ont également été effectués avec des modèles d'ingénierie fondés sur le modèle de Winkler utilisant l'approche pseudo-statique ou dynamique.

Les travaux menés ont porté sur divers aspects, notamment l'effet de groupe, l'effet de l'inclinaison des micropieux et l'utilisation des micropieux dans des sols liquéfiables. Ils se sont inspirés des approches classiques utilisées dans l'analyse des problèmes d'interaction sol-structure.

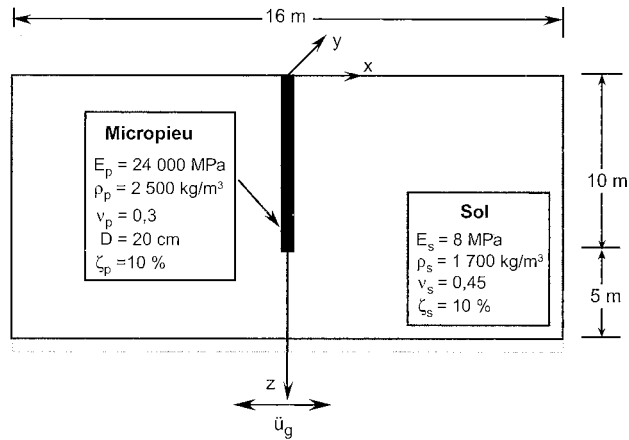
Le rapport comporte une synthèse de ces travaux. Il traite successivement l'interaction cinématique, l'interaction sol-micropieux-structure, l'inclinaison des micropieux et l'utilisation des micropieux dans les sols liquéfiables.

5.3. INTERACTION CINÉMATIQUE

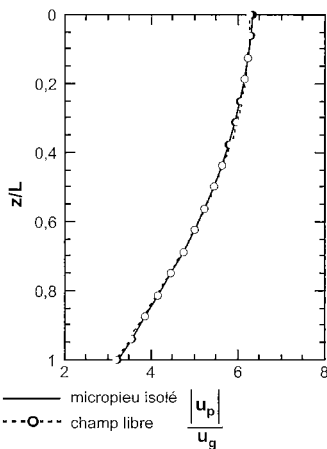
L'interaction cinématique désigne l'interaction entre le sol et les micropieux sous chargement sismique en l'absence de la structure. Elle correspond à la réponse d'un massif de sol renforcé par micropieux ou à la réponse des micropieux utilisés comme éléments de fondation pour des structures légères dans lesquelles on peut négliger les forces d'inertie induites par la superstructure.

5.3.1. Micropieux isolés

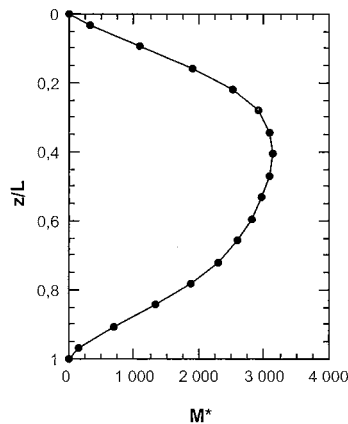
Les essais en centrifugeuse et la modélisation tridimensionnelle par éléments finis ont montré que lors d'un chargement sismique, les micropieux suivent la déformée du sol en champ libre (Shahrour et Ousta, 1995, FO/94/08, Benslimane, 1998, Juran *et al.*, 1999). À titre d'exemple, on donne dans la figure 5.2 les résultats d'une modélisation numérique par éléments finis 3D du comportement d'un micropieu isolé soumis à un chargement sismique appliqué à la base du massif de sol sous forme d'une accélération harmonique à la fréquence fondamentale du massif de sol. On constate que la déformée du micropieu suit de très près le déplacement du sol en champ libre. La figure 5.2c donne l'enveloppe du moment fléchissant dans le micropieu, donné sous forme adimensionnelle $M^* = |M| / (\rho_p B^4 a_g)$ (M , ρ_p , B et a_g représentent respectivement le moment fléchissant dans le micropieu, la masse volumique et le diamètre du micropieu, l'amplitude de l'accélération imposée à la base). On note que le moment fléchissant maximal se produit dans la partie centrale du micropieu. Pour la première fréquence et pour une accélération $a_g = 0,1$ g, le moment fléchissant maximal dans le micropieu est égal à 12,5 kN.m.



a) Caractéristiques mécaniques et géométriques



b) Déplacement latéral.
 Comparaison déformée-déplacement
 en champ libre



c) Moment fléchissant adimensionnel

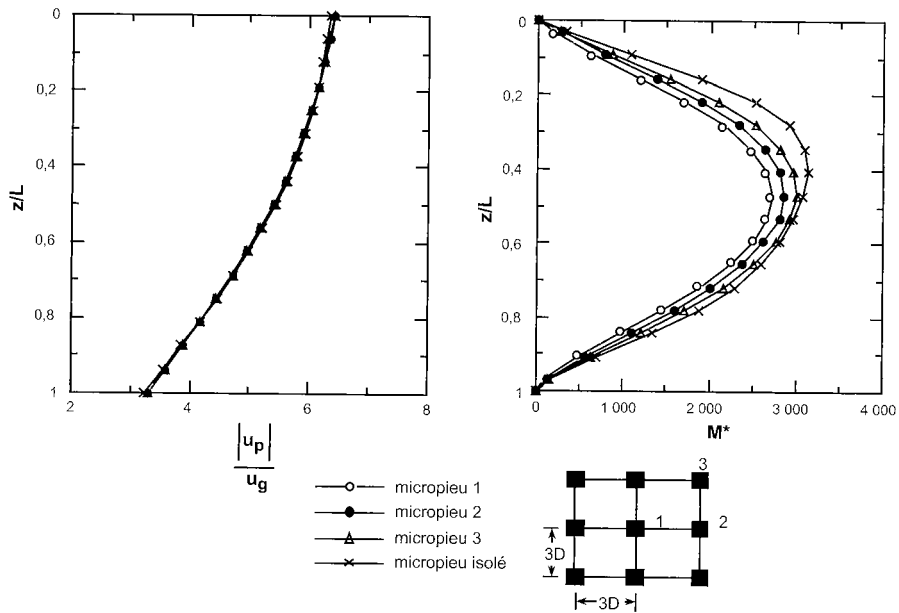
$$M^* = |M| \xi (\rho_p B^4 a_g)$$

Figure 5.2. Réponse d'un micropieu isolé à un chargement sismique.

5.3.2. Effet de groupe

Dans le cas d'un groupe de micropieux, on assiste à une augmentation de la rigidité de la fondation et à des interactions entre les éléments du groupe, ce qui pourrait avoir pour effet d'accentuer l'interaction cinématique. On donne dans la figure 5.3 la réponse d'un groupe de 3*3 micropieux à une accélération harmonique imposée à la base du massif de sol. Les éléments du groupe ont un entraxe

$S = 3B$. Ils ne sont pas liaisonnés par un chevêtre, ce qui a pour conséquence de réduire les interactions entre ces éléments. La fréquence de chargement est égale à la fréquence fondamentale du massif du sol. On constate que le déplacement du groupe ne diffère de celui du micropieu isolé que dans la zone très proche de la surface où on note une légère augmentation de ce déplacement par rapport au déplacement du micropieu isolé. Ceci indique que l'effet de groupe sur le déplacement est négligeable à la fréquence fondamentale. Les enveloppes du moment fléchissant révèlent un effet de groupe modéré. En effet, le moment fléchissant de chaque micropieu est inférieur à celui du micropieu isolé et l'amplitude de ce moment augmente en partant du centre du groupe (micropieu 1) vers les coins (micropieu 3). À titre indicatif, le maximum du moment adimensionnel M^* passe de 2720 à 3000 en partant du micropieu 1 vers le micropieu 3 alors qu'il est de 3130 pour le micropieu isolé. Ces résultats sont en accord avec ceux de Kaynia et Kausel (1982). Ils sont également en accord avec les observations de Tazoh *et al.* (1989) qui ont constaté lors des essais de chargement dynamique que les pieux situés dans les coins sont endommagés alors que ceux placés au centre restent intacts.



a) Déformée du micropieu.
Comparaison avec le micropieu isolé.

b) Enveloppes des moments fléchissants
dans le groupe et dans le micropieu isolé.

Figure 5.3. Réponse d'un groupe de 3×3 micropieux ayant un entraxe $S = 3B$.

5.3.3. Comparaison éléments finis-modèle de Winkler

La figure 5.4 présente les enveloppes des moments fléchissants dans le micropieu central d'un groupe de 3*3 micropieux ayant un entraxe $S = 3 B$, obtenus par la méthode des éléments finis et la méthode de Winkler adaptée par Gazetas *et al.* (1984 et 1992). On constate un bon accord entre les deux modèles à la fréquence fondamentale, avec un écart de l'ordre de 13 %. Cet écart devient très important quand le massif est chargé à sa seconde fréquence propre. En effet, dans ce cas le modèle de Winkler-Gazetas surestime de 125 % le moment fléchissant. Compte tenu de l'importance de la première fréquence dans le calcul pratique, on peut utiliser la méthode simplifiée qui se situe du côté de la sécurité.

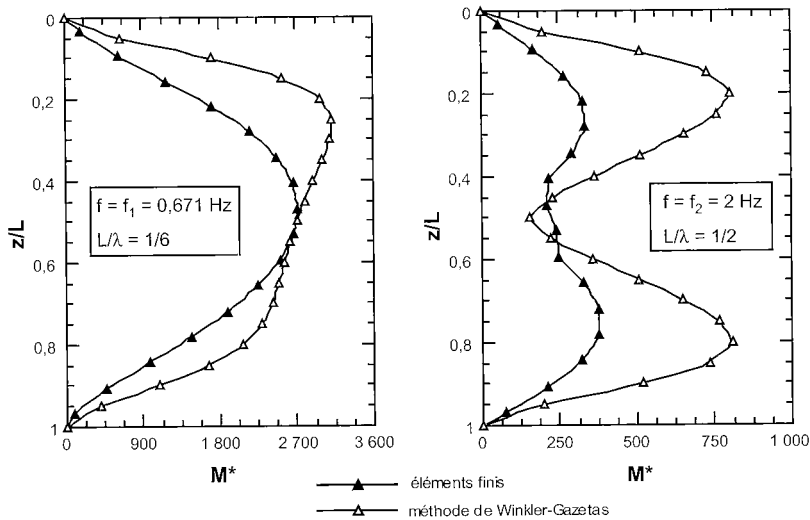


Figure 5.4. Comparaison entre méthode aux éléments finis et méthode de Winkler-Gazetas (groupe 3*3 micropieux, $S = 3 B$).

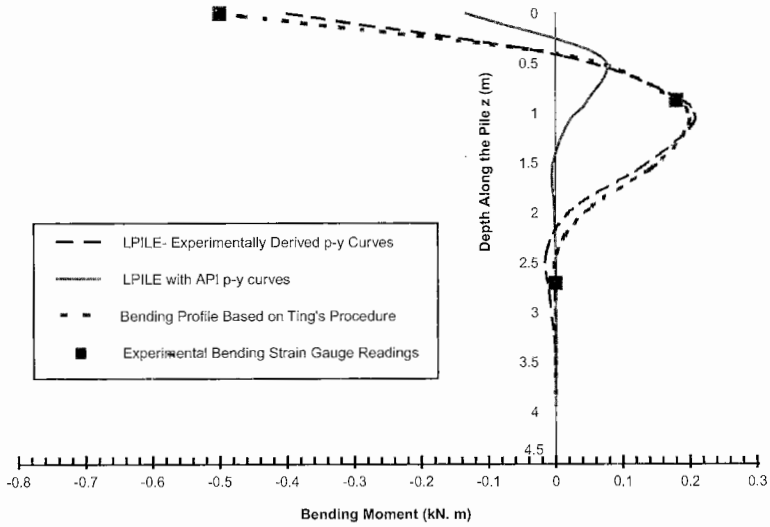
5.4. INTERACTION SOL-MICROPIEUX-STRUCTURE

L'interaction sol-micropieux-structure constitue un facteur important dans la réponse sismique des micropieux, dans la mesure où l'accélération transmise à la structure peut induire des forces d'inertie importantes dans les fondations. On présente ici les résultats obtenus en centrifugeuse (Benslimane, 1998; Juran *et al.*, 1999, 2001) et par modélisation numérique (Shahrour *et al.*, 2001). Les résultats sur les micropieux isolés sont donnés pour illustrer l'effet de groupe.

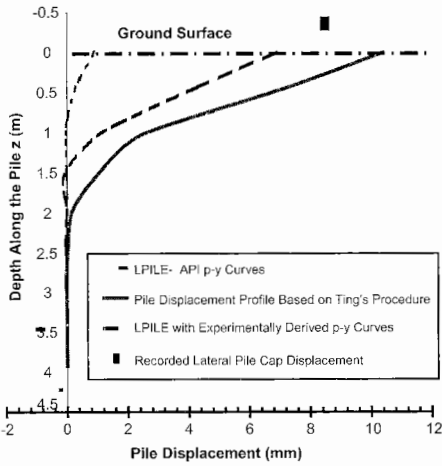
5.4.1. Micropieux isolés

La figure 5.5 illustre le résultat d'un essai en centrifugeuse réalisé sur un micropieu isolé supportant une masse en tête. On note un effet inertiel qui se traduit par un pic du moment fléchissant au voisinage de la tête du micropieu et une amplification importante de la déformée du micropieu dans la partie supérieure. L'expérimentation est comparée à une modélisation pseudo-statique effectuée à l'aide du programme LPILE (Reese et Wang, 1989) en prenant les courbes de réaction ($p-y$) suggérées par l'API et les courbes ($p-y$) déduites de l'essai. On note que la déformée calculée avec les courbes de réaction déduites des essais est très proche des résultats expérimentaux, mais que la déformée déduite du calcul par la méthode de l'API est nettement inférieure à celle mesurée expérimentalement. Ceci indique que la méthode de l'API surestime le module de réaction du sol comme le montre la figure 5.5b.

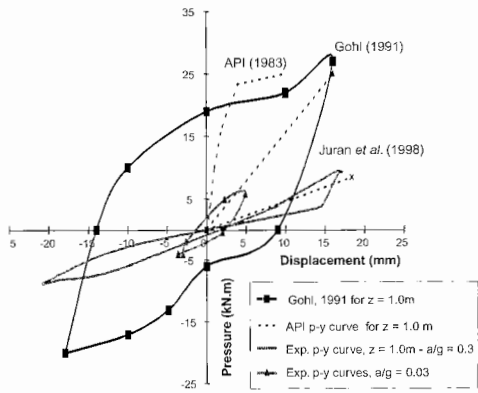
L'interaction inertielle a été étudiée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis. La figure 5.6 illustre la réponse d'un micropieu isolé supportant une superstructure de masse $m_{st} = 10$ tonnes. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une colonne de hauteur H_s et d'une masse concentrée en tête. Les propriétés mécaniques de différents matériaux sont données dans le tableau 5.1. Ces caractéristiques donnent une fréquence fondamentale du massif du sol $f_1 = 0,67$ Hz et une fréquence de la superstructure $f_{st} = 2,4$ Hz. Le calcul est effectué pour un chargement sismique appliqué à la base du massif de sol sous forme d'une accélération harmonique à la fréquence fondamentale du massif de sol. On constate que le micropieu suit le mouvement du sol sauf dans la zone située à proximité de la surface du sol où on note un léger écart entre le déplacement du sol et la déformée du micropieu. Le moment fléchissant présente deux pics : en tête du micropieu et dans sa partie centrale. Le premier est dû à l'effet inertiel alors que le second résulte de l'effet cinématique. La figure 5.6b donne une comparaison entre le modèle d'éléments finis et le modèle de Winkler dont les paramètres ont été fixés d'après la procédure proposée par Makris et Gazetas (1992). On note un bon accord entre les deux modèles dans les zones dominées par l'effet inertiel et l'effet cinématique. Ces résultats montrent que le modèle de Winkler peut être utilisé pour le calcul des micropieux isolés soumis à des effets inertiels dominants.



a) Moment fléchissant à l'instant de sollicitation maximale.

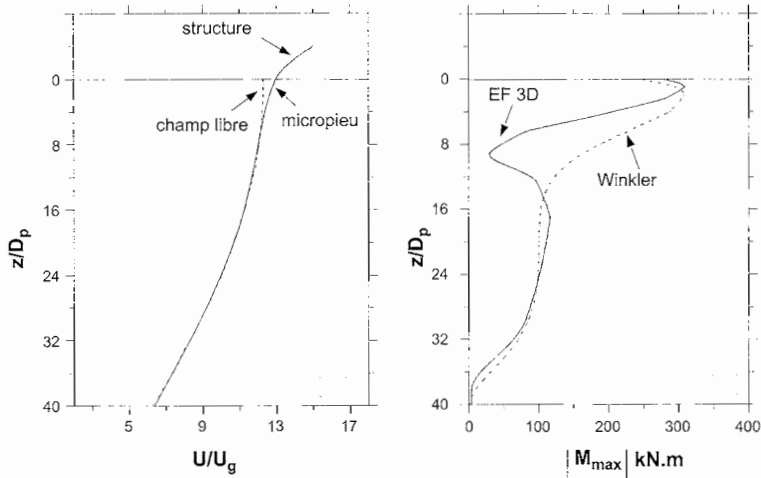


b) Déformée du micropieu à l'instant de sollicitation maximale.



c) Courbe de module de réaction (p-y) à une profondeur z = 1 m.

Figure 5.5. Étude en centrifugeuse de l'interaction inertielle pour un micropieu isolé et comparaison avec le programme LPILE (Juran et al., 1999).



a) Déformée du micropieu. Comparaison avec le déplacement en champ libre.

b) Enveloppe du moment fléchissant. Comparaison avec le modèle de Winkler.

Figure 5.6. Étude par la méthode des éléments finis de la réponse d'un micropieu isolé supportant une masse en tête de 10 tonnes (Shahrour et al., 2001).

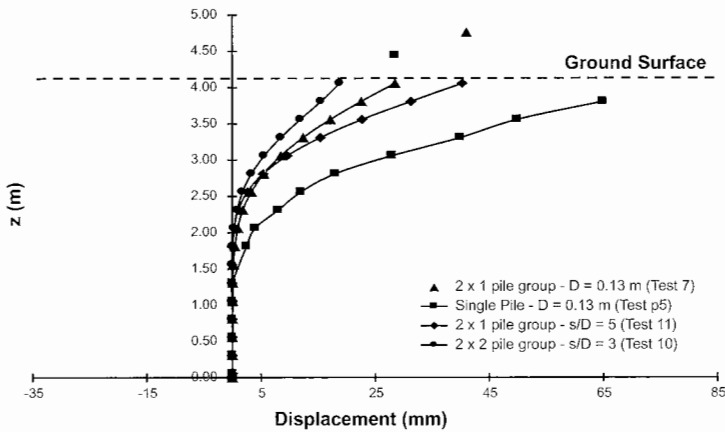
Tableau 5.1. Propriétés retenues pour l'étude par éléments finis de l'interaction inertielle.

| Matériau | Sol | Micropieu | Colonne |
|---|-----------------|-------------------|-------------------------|
| Masse volumique (kg/m^3) | $\rho_s = 1700$ | $\rho_p = 2500$ | $\rho_{st} = 2500$ |
| Module de Young (MPa) | $E_s = 8$ | $E_p = 24000$ | $E_{st} = 2000$ |
| Coefficient de Poisson | $\nu_s = 0,45$ | $\nu_p = 0,3$ | $\nu_{st} = 0,3$ |
| Rigidité à la flexion (MN.m^2) | | $E_p I_p = 7,812$ | $E_{st} I_{st} = 0,651$ |

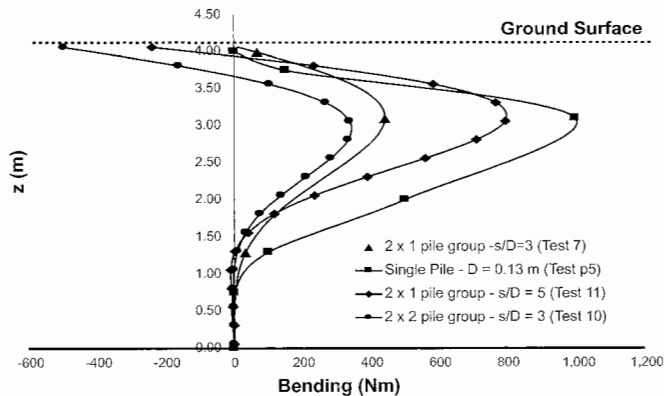
5.4.2. Groupe de micropieux

Des essais en centrifugeuse ont été réalisés sur différents groupes de micropieux afin d'étudier l'effet de groupe sous chargement sismique. La figure 5.7a donne la distribution du moment fléchissant et la déformée du micropieu pour différentes configurations: micropieu isolé, un groupe de 2×1 micropieux avec deux entraxes ($S = 3 B$ et $5 B$), un groupe de 2×2 micropieux avec un entraxe $S = 3 B$. Les résultats sont illustrés pour une structure chargée à 90 % de la charge limite des micropieux (déterminée expérimentalement) et pour une accélération harmonique à la base ayant une amplitude $a_g = 0,3 \text{ g}$ et une fréquence de 2 Hz. On constate

que les résultats obtenus pour un micropieu isolé ou le groupe de 2*1 micropieux avec un entraxe $S = 5 B$ sont très proches, ce qui indique une faible interaction entre les micropieux. On note également un effet de groupe positif qui se traduit par une réduction du moment fléchissant et de la déformée du groupe de 2*1 micropieux ayant un entraxe $S = 3B$ par rapport au groupe ayant un entraxe de $S = 5 B$. On note également que le moment fléchissant dans le groupe de 2*2 micropieux est inférieur à celui dans le groupe de 2*1 micropieux ayant le même entraxe ($S = 3 B$). L'effet de groupe « positif » peut être attribué à un effet de structure résultant de l'encastrement des micropieux dans le chevêtre.



a) Allure de la déformée à l'instant de sollicitation maximale.
D désigne le diamètre du micropieu.



b) Distribution du moment fléchissant à l'instant de sollicitation maximale.

Figure 5.7. Étude en centrifugeuse de la réponse de groupes de micropieux à un chargement sismique (Juran et al., 1999).

Le comportement des groupes de micropieux a été étudié par la méthode des éléments finis. La figure 5.8 donne les résultats obtenus pour un groupe de 3 micropieux (3×1) liaisonnés en tête par un chevêtre qui n'est pas en contact avec le sol. Les calculs ont été effectués pour trois entraxes $S = 3 B$, $5 B$ et $7 B$. On note un accroissement du moment fléchissant en tête avec l'augmentation de l'entraxe entre micropieux : le moment fléchissant croît de 46 % lorsque l'entraxe S croît de $3 B$ à $7 B$. Ce résultat est en accord avec les résultats des essais en centrifugeuse donnés ci-dessus.

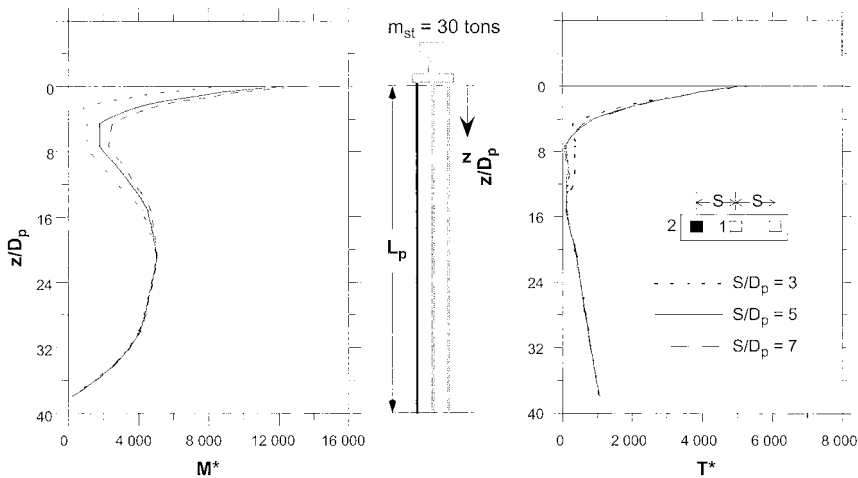


Figure 5.8. Influence de l'entraxe entre micropieux sur les efforts dans le micropieu extérieur d'un groupe de 3×1 micropieux (Shahrouf et al., 2001).

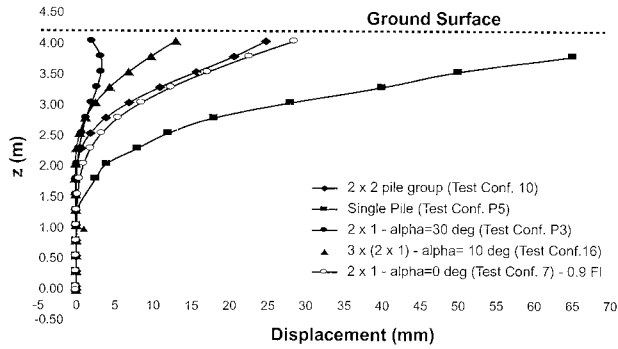
5.5. MICROPIEUX INCLINÉS

L'utilisation des pieux inclinés en zone sismique n'est généralement pas recommandée par les textes en vigueur, en particulier lorsque les pieux sont ancrés dans des substratums rigides. Cette recommandation est fondée sur le fait que l'inclinaison des pieux fait augmenter leur rigidité par rapport au chargement horizontal et réduit ainsi la souplesse et la ductilité des fondations. Toutefois, l'utilisation des pieux inclinés peut être envisagée, à conditions qu'ils soient calculés pour résister aux efforts de compression-traction et aux efforts de flexion induits par le chargement sismique.

La faible rigidité des micropieux au chargement latéral et le risque d'écoulement des sols en zone liquéfiée sont des facteurs qui militent en faveur du choix de micropieux inclinés pour améliorer la stabilité d'ensemble d'une fondation en zone

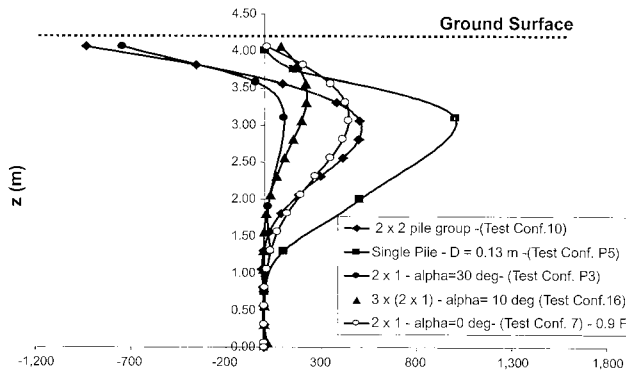
sismique et limiter le mouvement des sols, en particulier lors d'une liquéfaction. Les micropieux inclinés peuvent être utilisés dans un réseau de micropieux, ce qui constitue une technique de renforcement du sol. L'utilisation de cette technique en zone sismique présente de nombreux avantages, notamment (i) l'amélioration de la rigidité du massif de sol, ce qui permet d'augmenter sa fréquence fondamentale, (ii) le confinement du sol, ce qui permet de réduire le mouvement du sol lors du mouvement sismique ainsi que le développement de la pression interstitielle et par suite le risque de liquéfaction.

Des essais en centrifugeuse ont été effectués pour d'étudier l'influence de l'inclinaison sur le comportement sismique des micropieux (Juran *et al.*, 1999). La figure 5.9 montre les résultats obtenus pour différentes configurations. On constate que l'inclinaison des micropieux conduit à une réduction du déplacement latéral qui résulte d'une augmentation de la rigidité des micropieux dans cette direction. L'inclinaison des micropieux conduit à une augmentation du moment fléchissant au niveau du chevet et à une réduction de ce moment en travée. Les résultats expérimentaux ont été comparés avec une modélisation pseudo-statique effectuée à l'aide du programme GROUP (Reese et Wang, 1994). Les résultats obtenus montrent que ce programme reproduit bien l'effet de l'inclinaison sur la réponse des micropieux, mais qu'il ne reproduit pas l'effet de groupe « positif » observé expérimentalement (Fig. 5.10).



a) Déformée.

D désigne le diamètre du micropieu.



b) Moment fléchissant

Figure 5.9. Étude en centrifugeuse de l'effet de l'inclinaison des micropieux sur leur comportement sous chargement sismique (Juran et al., 1999).

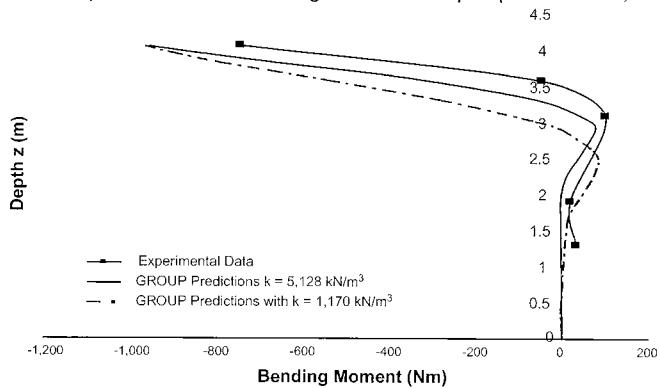


Figure 5.10. Simulation à l'aide du programme GROUP d'un essai en centrifugeuse sur un groupe de 2*1 micropieux inclinés à 30° ($a_g = 0,3 g$, $S = 3 B$) (Juran et al., 1999).

5.6. TRANSFERT DE CHARGE

La force inertielle conduit à un moment de renversement et à un effort latéral dans le système micropieux-sol-chevêtre. Le moment de renversement est repris par des forces de compression et de traction dans les micropieux. L'effort latéral induit un effort tranchant, un moment fléchissant et un effort normal dans les micropieux (Sadek, 2002). À titre d'exemple, on donne dans la figure 5.11 l'évolution de l'effort normal dans les éléments d'un groupe de 2*2 micropieux ayant un entraxe $S = 5 B$. On note que l'effort normal prend des valeurs opposées dans les micropieux avant et arrière. Le tableau 5.2 donne les efforts maximaux induits dans ce groupe. L'effort normal maximal est égal à $N_{max} = 975$ kN.m, ce qui donne un moment repris par l'effort normal $M_N = 1218$ kN.m. Le moment fléchissant maximal dans les micropieux est égal à $M_{max} = 183$ kN.m, ce qui représente 15 % de M_N . Cet exemple montre que pour les applications sismiques, il est nécessaire de bien vérifier la capacité des micropieux à supporter le moment fléchissant et l'effort normal dus au moment de renversement. Il est à noter que l'effort normal induit dépend de l'entraxe entre les micropieux et de leur inclinaison (tableaux 5.2 et 5.3). Cet effort augmente avec la réduction de l'entraxe. À titre d'exemple pour l'exemple donné ci-dessus, N_{max} croît de 622 kN à 1437 kN lorsque l'entraxe entre micropieux S décroît de $9 B$ à $3 B$. En même temps, le moment fléchissant maximal décroît de 275 kN.m à 139 kN.m. L'effort normal dépend également de l'inclinaison des micropieux. Pour un groupe avec un entraxe en tête $S = 5 B$, l'effort normal N_{max} croît de 975 à 1669 kN lorsque l'inclinaison des micropieux croît de 0 à 20°. Cette augmentation s'accompagne également d'un accroissement du moment fléchissant maximal de 183 à 220 kNm.

Par ailleurs, on note que le chargement sismique conduit à des efforts d'arrachement sur les micropieux. Il est donc nécessaire de vérifier la capacité de la liaison micropieux-chevêtre à transmettre ces efforts.

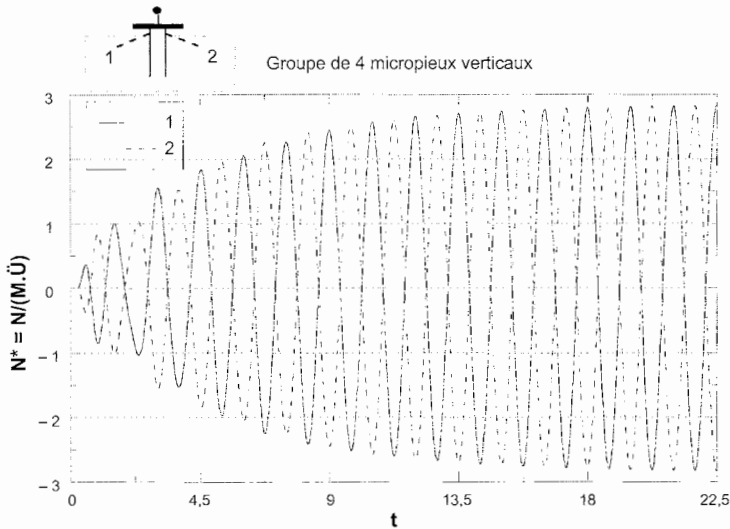


Figure 5.11. Effort normal induit par un chargement sismique dans un groupe de 2×2 micropieux (Sadek, 2002).

Tableau 5.2. Influence de l'entraxe sur la distribution des efforts dans un groupe de 2×2 micropieux verticaux.

| Entraxe (S) | N_{max} (kN) | M_{max} (kNm) |
|-------------|----------------|-----------------|
| 3B | 1437 | 139 |
| 5B | 975 | 183 |
| 9B | 622 | 275 |

Tableau 5.3. Influence de l'inclinaison sur la distribution des efforts maximaux dans un groupe de 2×2 micropieux (entraxe en tête $S = 5 B$).

| Inclinaison ($^{\circ}$) | N_{max} (kN) | M_{max} (kNm) |
|----------------------------|----------------|-----------------|
| 0 | 975 | 183 |
| 5 | 1039 | 202 |
| 13 | 1313 | 204 |
| 20 | 1669 | 220 |

5.7. COMPORTEMENT DES MICROPIEUX DANS DES SOLS LIQUÉFIABLES

La liquéfaction des sols constitue une cause majeure de rupture des fondations, en particulier lorsque la liquéfaction s'accompagne d'un écoulement latéral des sols (*lateral spreading*). Les dommages causés par le séisme de Kobé (1995) sont en

grande partie attribués à la liquéfaction des sols. La liquéfaction a deux conséquences sur les micropieux :

- elle provoque une nette réduction de la rigidité et de la résistance des sols entourant les micropieux, ce qui a pour conséquence d'augmenter les efforts supportés par les micropieux ;
- l'écoulement latéral des sols lors d'une liquéfaction conduit dans les micropieux à des efforts qui s'opposent à ce mouvement ; ces efforts sont généralement importants et peuvent conduire à la rupture des fondations.

Le rôle important que joue l'eau dans la réponse sismique des pieux a été étudié à l'aide d'une modélisation numérique fondée sur le modèle de Winkler et une expression empirique pour la prédiction de l'excès de la pression interstitielle au cours du chargement cyclique (Kagawa, 1992). Les résultats des simulations ont montré que la pression interstitielle résultant du chargement sismique conduit à une augmentation significative du moment fléchissant, en particulier aux faibles fréquences.

Le comportement des micropieux dans des sols liquéfiables a été étudié en centrifugeuse. Des essais ont été réalisés sur des groupes de micropieux avec des éléments verticaux et inclinés (Hanna et Juran, 2001). Ces essais ont montré que, lors du chargement sismique, les micropieux limitent le mouvement du sol. Ils réduisent par conséquent l'évolution de la pression interstitielle et le risque de liquéfaction. La figure 5.12 donne l'évolution de la pression interstitielle en deux points situés à l'intérieur de la zone délimitée par les micropieux. Elle montre que le rapport entre le maximum de la surpression interstitielle et la contrainte verticale effective dans la zone renforcée est inférieur à 0,6. Cela signifie qu'il n'y a pas de liquéfaction dans cette zone, alors qu'une liquéfaction a été observée en champ libre pour le même chargement (Hanna et Juran, 2001).

Le comportement des micropieux dans un sol liquéfiable a été également étudié à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis à l'aide du programme PECPLAS (Shahrour et Ousta, 1997, FO/96/08). Les figures 5.13 et 5.14 illustrent la réponse sismique d'un micropieu isolé placé dans un sol liquéfiable. Le mouvement sismique est appliqué à la base du massif sous forme d'une accélération harmonique composée de dix cycles avec une fréquence $f_{ch} = 2$ Hz et une amplitude $a_g = 0,1$ g. La figure 5.13b montre l'évolution au cours du chargement de la surpression interstitielle à l'interface micropieu-sol. On note que cette surpression est très peu affectée par la présence du micropieu. Le risque de liquéfaction est important dans une zone comprise entre $z_0 = 0,2 L$ et $z = 0,6 L$ (L désigne la longueur du micropieu). Dans la partie supérieure de cette zone, on note une augmentation rapide de la pression interstitielle qui conduit à une perte d'environ 90 % de la contrainte effective au bout d'une seconde de chargement.

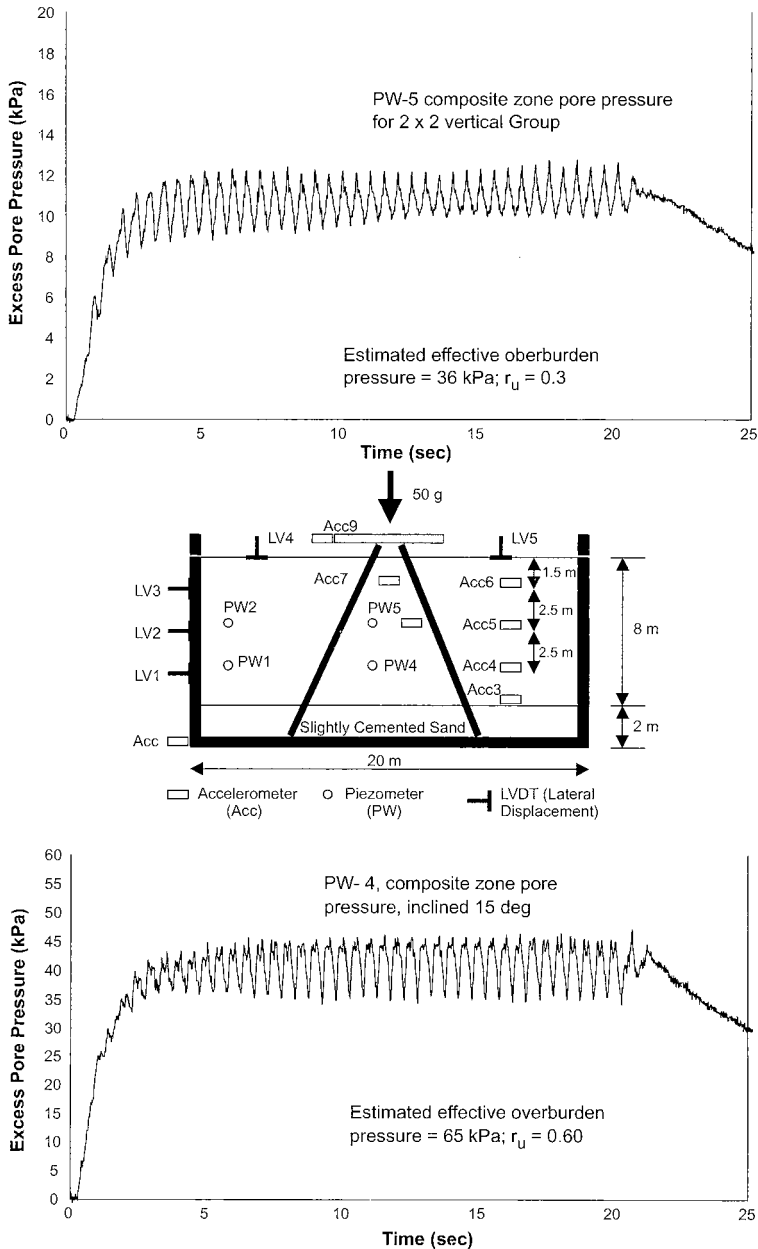
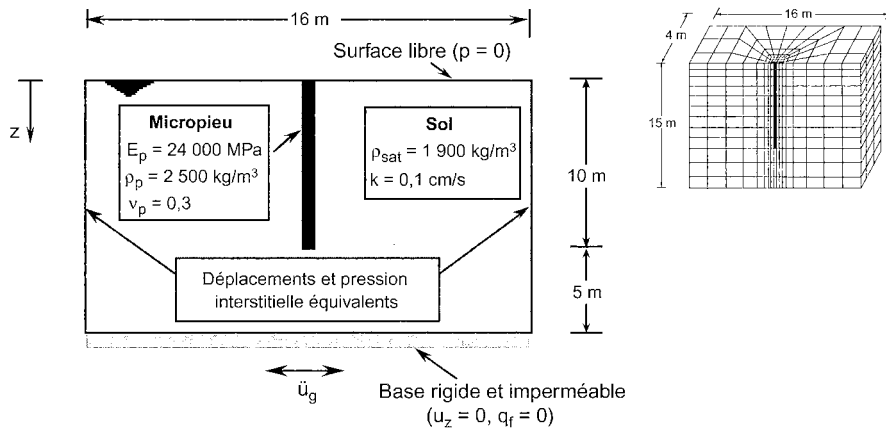
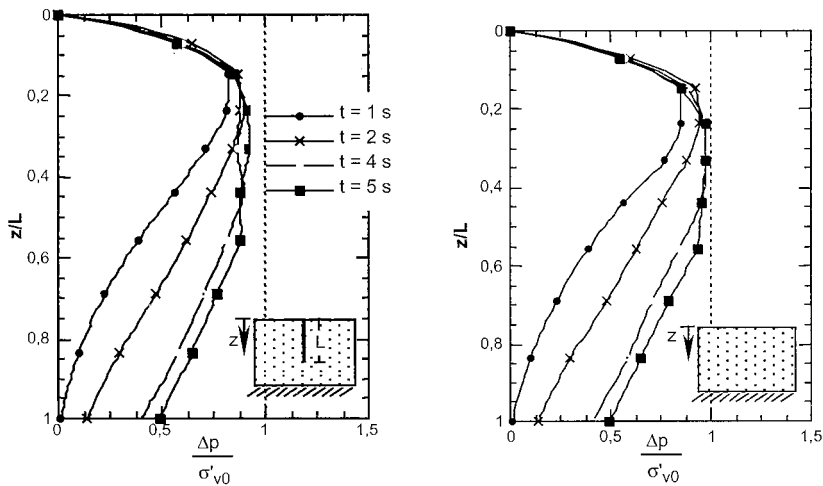


Figure 5.12. Essai en centrifugeuse sur un groupe de micropieux inclinés: évolution de la surpression interstitielle dans la zone délimitée par les micropieux (Hanna et Juran, 2001).



a) Propriétés mécaniques, conditions aux limites et maillage.
L désigne la longueur du micropieu

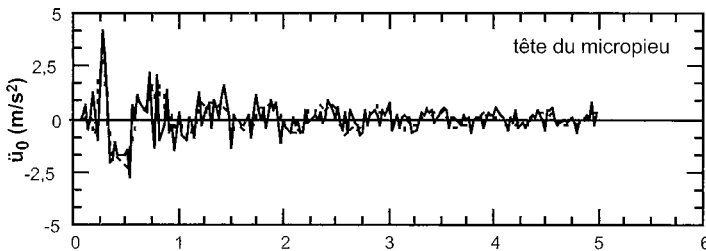


b) Évolution de la surpression interstitielle en présence du micropieu et en champ libre.

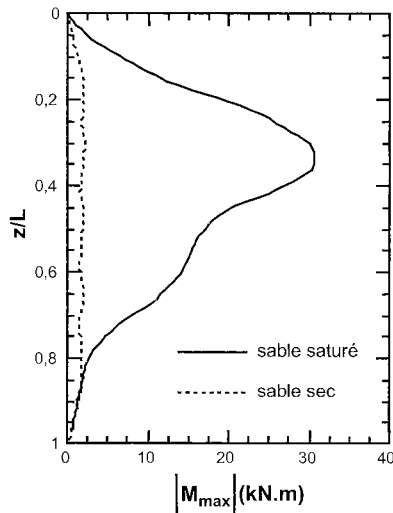
Figure 5.13. Analyse par la méthode des éléments finis de la réponse sismique d'un micropieu dans un sol liquéfiable.

La figure 5.14a illustre l'évolution de l'accélération en tête du micropieu. En début de chargement, on note une forte augmentation de cette accélération (de l'ordre de 300 %). Par la suite, on observe une atténuation importante et une quasi-annulation de l'accélération après deux secondes de chargement. La forte atténuation est due au développement de la pression interstitielle qui a pour effet de réduire les contraintes effectives et par conséquent de gêner la transmission des

ondes de cisaillement. La figure 5.14b donne l'enveloppe du moment fléchissant dans le micropieu; ce moment est comparé au moment fléchissant calculé pour la même configuration mais avec un sable sec. On peut constater que la valeur du moment fléchissant pour un micropieu dans un sable saturé est largement supérieure à celle obtenue avec le sable sec. Ceci est dû à la forte augmentation de la pression interstitielle qui a pour effet de réduire la réaction du sol et, par conséquent, d'augmenter le moment fléchissant dans le micropieu. Ces résultats sont qualitativement en accord avec ceux présentés par Kagawa (1992).



a) Accélération en tête du micropieu.

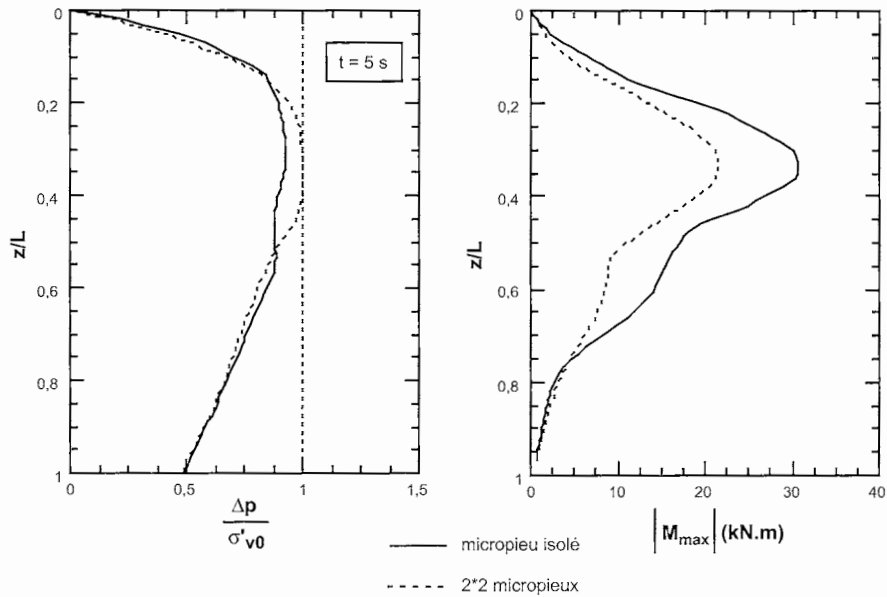


b) Moment fléchissant dans le micropieu.

Figure 5.14. Étude par la méthode des éléments finis de la réponse sismique d'un micropieu dans un sol liquéfiable.

La figure 5.15 donne la réponse sismique d'un groupe de 2*2 micropieux ayant un entraxe $S = 3B$. Les caractéristiques du sol, des micropieux et du chargement sont identiques à celles retenues pour le micropieu isolé. La figure 5.15a donne

l'évolution de la pression interstitielle dans le massif de sol. On note que la pression interstitielle développée avec le groupe de micropieux est très proche de celle obtenue avec le micropieu isolé. La figure 5.15b montre les enveloppes des moments fléchissants obtenus avec le groupe de micropieux et le micropieu isolé. Elle montre que les efforts dans le groupe de micropieux sont inférieurs à ceux dans le micropieu isolé.



a) Évolution de la surpression interstitielle. b) Enveloppe du moment fléchissant.

Figure 5.15. Étude par la méthode des éléments finis de la réponse sismique d'un groupe de 2*2 micropieux dans un sol liquéfiable.

5.8. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'analyse des dommages provoqués par plusieurs séismes (Loma Prieta et Kobé) a montré que les fondations utilisant des pieux en acier de petit diamètre ont bien résisté aux chargements sismiques en comparaison des pieux en béton de grand diamètre. Cette observation plaide en faveur de l'utilisation de micropieux comme éléments de fondation en zone sismique, car ils offrent des propriétés intéressantes, notamment une flexibilité, une ductilité et une résistance aux efforts de traction. Les micropieux sont particulièrement intéressants pour la réparation des ouvrages ayant subi des dommages sismiques. Cette technique offre en effet aux ingénieurs de nombreuses possibilités de conception (nombre, inclinaison et dis-

position des micropieux) et une facilité d'installation qui rend son utilisation compétitive, en particulier dans les zones à accès difficile.

L'utilisation des micropieux comme technique de renforcement (groupes et réseaux de micropieux) présente des avantages supplémentaires, car elle permet de créer un composite sol-structure avec des propriétés mécaniques particulières, en terme de rigidité, de résistance et de stabilité d'ensemble, lors de séismes en particulier dans des sites présentant un risque de liquéfaction. Les résultats expérimentaux montrent que les micropieux apportent un confinement au massif du sol, qui a pour effet de limiter le mouvement du sol et de réduire le risque de liquéfaction.

Les travaux de recherche effectués dans le cadre du projet national Forever ont comporté des essais en centrifugeuse et une modélisation tridimensionnelle par éléments finis et par des modèles simples de ressorts et d'amortisseurs. Ils ont permis de mieux comprendre le comportement des micropieux sous chargement sismique. On donne ci-dessous une synthèse des principaux résultats :

- i) les efforts induits dans les micropieux résultent de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle. L'effet cinématique reste modéré pour les micropieux verticaux utilisés comme éléments de fondation. La grande flexibilité des micropieux permet de calculer les efforts dus à l'effet cinématique en supposant que le micropieu suit le déplacement du sol en champ libre ;
- ii) les forces inertielles, résultant de l'accélération de la structure, transmettent aux groupes de micropieux un effort latéral et un moment de renversement. Le moment de renversement et l'effort latéral conduisent à des efforts de traction et de compression dans les micropieux. Il est donc nécessaire de dimensionner les micropieux pour résister à ces efforts et de prendre des précautions pour que la liaison micropieux-chevêtre transmette correctement les efforts d'arrachement. Il est à noter que ce phénomène plaide en faveur de l'utilisation des micropieux en zone sismique ;
- iii) les systèmes de micropieux présentent un effet de groupe positif qui peut être attribué à un effet de structure résultant de l'encastrement des micropieux dans le chevêtre. Cet effet se traduit par une réduction du moment fléchissant dans les micropieux et de déplacements en tête lorsque l'entraxe des micropieux diminue. En l'absence d'une quantification de cet effet, on peut le négliger, ce qui est sécuritaire ;
- iv) l'observation des dommages lors de certains séismes montre un bon comportement des pieux inclinés et flexibles. Les travaux réalisés dans le cadre du projet national Forever montrent que l'inclinaison des micropieux conduit à une augmentation de la rigidité de la fondation vis-à-vis du chargement sismique et à une augmentation de l'effort normal dans les micropieux. Elle permet également de mieux assurer la stabilité d'ensemble du sol ;

- v) l'utilisation des micropieux dans des sols liquéfiables présente un grand intérêt. En effet, les résultats obtenus en centrifugeuse montrent que les micropieux confinent le système sol-micropieu, ce qui a pour effet de diminuer le mouvement du sol, de retarder le développement de la pression interstitielle et par suite de réduire le risque de liquéfaction;
- vi) la comparaison des résultats des essais en centrifugeuse et de ceux de la modélisation par éléments finis avec ceux des méthodes de calcul simplifiées fondées sur le modèle de Winkler montre que ces dernières peuvent être utilisées dans le calcul sismique des micropieux utilisés comme éléments de fondation;
- vii) le calcul des micropieux en zone sismique doit prendre en compte toutes les autres données du projet, notamment les contenus fréquentiels (chargement, structure, couches de sol...).

Les travaux menés dans le cadre du projet national Forever ont permis de créer une base de données sur les micropieux en zone sismique. Elle comporte des résultats d'essais sur micropieux isolés et en groupes avec des éléments verticaux et/ou inclinés dans des sols secs ou saturés. On dispose également de résultats de modélisation numérique par éléments finis pour de nombreuses configurations de micropieux. Cette base de données présente un grand intérêt pour la poursuite des travaux sur le comportement sismique des micropieux.

Les études réalisées à ce jour ont concerné un faible nombre de micropieux. L'utilisation de nombreux micropieux en réseaux confère au sol des propriétés supplémentaires qui apparaissent particulièrement adaptées pour résister aux séismes. Il est par conséquent nécessaire de poursuivre les recherches afin de quantifier l'apport d'un renforcement par réseaux de micropieux et d'élaborer des méthodes de calcul appropriées pour l'utilisation de cette technique en zone sismique. Cependant, il est d'ores et déjà possible de recommander l'utilisation de micropieux, notamment de chevalets, en zone sismique.

RÉFÉRENCES

Rapports Forever

- JURAN I., BENSLIMANE A., DRABKIN S., HANNA S. – *Centrifuge model tests on single, groups and networks of micropiles*. Rapport interne n° FO/98/01, 1998.
- SHAHROUR I., BENZATI I., OUSTA R. – *Comportement des pieux sous chargement latéral dynamique. Analyse bibliographique*. Rapport interne n° FO/93/04, 1994.
- SHAHROUR I., OUSTA R. – *Comportement d'un micropieu sous chargement sismique*. Rapport interne n° FO/94/08, 1995.
- SHAHROUR I., OUSTA R. – *Comportement des micropieux sous chargement sismique: prise en compte du couplage fluide-squelette*. Rapport interne n° FO/96/08, 1997.
- SHAHROUR I., OUSTA R. – *Méthodes simplifiées pour le calcul des groupes de micropieux sous chargement sismique: présentation et domaine de validité*. Rapport interne n° FO/97/01, 1998.

Autres références

- ARULMOLI K., MURALEETHARAN K.K., HOSSAIN M.M., FRUTH L.S. – *VELACS Laboratory Testing Program-Soil Data Report*. The Earth Technology Corporation, Project n° 90-0562, 1992.
- BARDET J.-P., IDRIS I.M., O'ROURKE, ADACHI N., HAMADA M., ISHIHARA K. – *North America-Japan Workshop on the Geotechnical Aspects of the Kobe, Loma Prieta, and Northridge Earthquake*. Report n° 98-36 to National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research, and Japanese Geotechnical Society. Osaka, Japan, 1996.
- BENSLIMANE A., (1998), *Seismic Behavior of Micropile Systems. Centrifuge Model Studies*. Ph.D. Dissertation, Polytechnic University, New York, 1998.
- ELGAMAL A.W., DOBRY R., VAN LAAK P. – “Design, Construction and Operation of 100g-ton Centrifuge at RPI”. *Proceed. on the International Conference Centrifuge 1991*, Boulder, CO, Balkema, Rotterdam, 1991, p. 27-34.
- GAZETAS G., DOBRY R. (1984) “Horizontal response of piles in layered soils”. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 110, n°1, 1984, p 20-40.
- GAZETAS G., KE FAN, TAZOH T., SHIMIZU K., KAVVADAS M., MAKRI N. (1992) “Seismic pile-group-Structure interaction”. *Geotechnical Special Publication n° 34*, ASCE, New York, 1992, p. 56-93.
- GAZETAS G., MYLONAKIS G. – “Seismic soil-structure interaction: New evidence and emerging issues”. *Geotechnical Special Publication n° 75*, ASCE, 1998, p.1119-1174.
- HANNA S., JURAN I. – “Performance of Micropiles in Liquefying Sand Subjected to Lateral Spreading”. Submitted to Transportation Research Record, August 2001.
- HERBST T.F. – “The GEWI-PILE, A Micropile for Retrofitting, Seismic Upgrading and Difficult Installation”. *Proceed. of International Conference on Design and Construction of Deep Foundations*, sponsored by the U.S. Federal Highway Administration (FHWA), vol. 2, 1994, p. 913-930.

- JURAN I. BENSLIMANE A., HANNA S. – *Seismic behavior of micropile systems-Centrifuge test results*. Preliminary report FHWA Contract n° DTFH61-96-00021, 1999.
- JURAN I., BENSLIMANE A., HANNA S. – *Engineering Analysis of the Dynamic Behavior of Micropile Systems*. Transportation research Record, 1772, Paper n° 01-2936, 2001, p. 91-106.
- KAGAWA T. – “Effects of liquefaction on lateral pile responses”. *Geotechnical Special Publication* n° 34, ASCE, New York, 1992, p. 207-223.
- KAGAWA T., KRAFT M. – “Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings”. *Soils and Foundations*, vol. 2, 1980, p. 19-36.
- KAVVADAS M., GAZETAS G. – “Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil”. *Geotechnique* 43, n° 2, 1993, p. 207-222.
- KAYNIA A., KAUSEL E. – “Dynamic behavior of pile groups”. *2nd International Conference Num. Meth. Offshore Piling*, Austin, Texas, 1982, p. 509-532.
- LIZZI F., CARNEVALE G. – “The static restoration of the leaning Al Habda Minaret in Mosul (Iraq)”. *Proceed. 3rd International Symposium on Babylon, Ashur and Haditha*, Baghdad, November 1981.
- MAKRIS N., GAZETAS G. – « Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 21, 1992, p. 145-162.
- MIZUNO H., IIBA M., KITAGAWA Y. – “Shaking table testing of seismic building-pile-two-layered-soil interaction”. *Proceed. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, vol. III, 1984, p. 649-656.
- NOVAK M., NOGAMI T., FAKHRY ABOUL-ELLA – “Dynamic soil reactions for plane strain case”. *Journal of Engineering Mechanics Division*, vol. 104, n° EM4, 1978, p. 953-959.
- PEARLMAN S.L., WOLOSICK J.R., GRONECK – “Pinpiles for seismic rehabilitation of bridges”. *Proceed. 10th International Bridge Conference*, Pittsburg, Pennsylvania. June 1993.
- REESE L.C., WANG S.T. – *Documentation of computer program LPILE*. Ensoft, Inc., Austin, Texas, 1989.
- REESE L.C., Wang S.T. – *Documentation of computer program GROUP*. Ensoft, Inc. Austin, Texas, 1994.
- SADEK M. – *Étude par la méthode des éléments finis de l'interaction inertielle dans les micropieux*. Thèse, Université des sciences et technologies de Lille, 2002.
- SHAHROUR I., SADEK M., OUSTA R. (2001) “Three-dimensional finite element modeling of the seismic behavior of micropiles used as foundation support elements”. *J. of the Transportation Research Board*, Record 1772, 2001, p. 84-90.
- SHAHROUR I. (1992) “PECPLAS: A finite element software for the resolution of earthwork problems”. Actes du Colloque international *Géotechnique et Informatique*, Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1992, p. 327-334.
- TAJIMI H. – “Dynamic analysis of a structure embedded in a elastic stratum”. *4th World Conf. Earthqu. Eng.*, vol. 3, 1969, p. 53-69.
- TAZOH T., SHIMIZU K., HIROSE T. – “Vibration failure of piles”. *Proceed. from the Second U.S.-Japan Workshop on liquefaction, Large Ground Deformation and Their Ef-*

fects on Lifelines, Technical Report NCEEER-89-0032, T.D. O'Rourke and M. Hamada (Eds), 1989, p 284-294

TAZOH T., SHIMIZU K., WAKAHARA T. – “Seismic observations and analysis of grouped piles”, Dynamic Response of Pile Foundations. Experiment, Analysis and Observation, *Geotechnical Special Publication* n° 11 ASCE, April, 1987.

TOKIMATSU K., MIZUNO H., KAKURAI – “Building damages associated with geotechnical problems”. *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, Japanese Geotechnical Society, January 1996, p. 219-234.

Annexe

Publications du projet national Forever

RAPPORTS INTERNES DU PROJET NATIONAL FOREVER

Programme 1993

- PLUMELLE C. (janvier 1994) – *Étude de faisabilité d'une expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux* (thème 2.4). Rapport interne n° FO/93/01.
- BOULON M., GARNICA P. (mars 1994) – *Modélisation du comportement des micropieux par équations intégrales : développement d'un code 3D et validation sur des essais d'arrachement en chambre d'étalonnage* (thème 1.6). Rapport interne n° FO/93/02.
- SHAHROUR I., ATA N. (avril 1994). Analyse du comportement d'un pieu isolé incliné, thème 1.6. Rapport interne No FO/93/03.
- SHAHROUR I., BENZENATI I., OUSTA R. (avril 1994) – *Comportement de pieux sous chargement latéral dynamique. Analyse bibliographique*. Rapport interne n° FO/93/04.
- VEZOLE P. (avril 1994) – *Technologies de micropieux. Micropieux à armatures métalliques scellées dans le sol* (thème 1.1). Rapport interne n° FO/93/05.
- MALÉKI K., FRANK R. (juin 1994) – *Groupes de pieux chargés axialement* (thème 2.6). Rapport interne n° FO/93/06.
- FORAY P., MAIRE DU POSET A. (juillet 1994) – *Essais de micropieux isolés en chambre d'étalonnage* (thème 1.3). Rapport interne n° FO/93/07.
- BRITTSAN D., SPEER D. (juillet 1994) – *Résultats des essais de chargement sur le site expérimental de la FHWA (Highway 280 Pile Uplift Test Site)* (thème 1.1). Rapport interne n° FO/93/08.

- JURAN I., ARNOULD R. (février 1994) – *Federal Highway Administration “State of Practice of Micropiles”*. Sollicitation n° DTFH 61-93-R-00128, Requisition n° 41-303167, Rapport n° FO/93/09.
- YOUSSEF E., DEGNY E., FRANK R. (juillet 1994) – *Étude théorique du flambement des micropieux* (thème 1.6). Rapport interne n° FO/93/10.
- YOUSSEF E., DEGNY E., GARNIER J., FRANK R. (juillet 1994) – *Essais de flambement de modèles réduits de pieux sous charge axiale* (thème 1.2). Rapport interne n° FO/93/11.
- CANOU J., DUPLA J.-C., FRANCIS R., LAURE (DE) E., BELMONT G. (décembre 1994) – *Mise au point du dispositif d’essai en chambre d’étalonnage* (thème 1.3). Rapport interne n° FO/93/12.
- NORMAND P., BERRILL J., MCMANUS K. (décembre 1994) – *Étude du comportement dynamique de pieux et de micropieux sur table vibrante: étude bibliographique* (thème 1.3). Rapport interne n° FO/93/13.
- SCHLOSSER F., FRANK R., UNTERREINER P. (décembre 1994) – *Rapport d’avancement et de synthèse des résultats 1993*. Rapport interne n° FO/93/A&S.

Programme 1994

- PLUMELLE C., PELLO T., RAYNAUD D. (mars 1995) – *Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Construction du site d’essais* (thème 2.4). Rapport interne n° FO/94/01.
- MALÉKI K., FRANK R., MAUREL C. (avril 1995) – *Étude de l’effet de groupe sous charge axiale (expérimentation de Rueil-Malmaison)* (thème 2.6). Rapport interne n° FO/94/02.
- MALÉKI K., FRANK R. (avril 1995) – *Étude des effets latéraux sur les groupes de micropieux* (thème 2.6). Rapport interne n° FO/94/03.
- FOERSTER E., MODARESSI H. (avril 1995) – *Modélisation en éléments finis des réseaux ou des groupes de micropieux* (thème 3.6). Rapport interne n° FO/94/04.
- PELLO T., PLUMELLE C., RAYNAUD D. (juin 1995) – *Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Réalisation des micropieux*. Rapport interne n° FO/94/05.
- DUBREUCQ T., GARNIER J., FAVRAUD C. (juillet 1995) – *Effet de groupe sous charge axiale* (thème 2.2). Rapport interne n° FO/94/06.
- YOUSSEF E., FRANK R., DEGNY E. (juillet 1995) – *Analyse d’essais de flambement : confrontation entre théorie et expérience* (thème 1.6). Rapport interne n° FO/94/07.
- BRUCE D.A., JURAN I. (July 1997) – *Drilled and Grouted Micropiles. State-of-Practice Review. Final report*. Publications n° FHWA-RD-96-016/7/8/9.
- SHAHROUR I., OUSTA R. (octobre 1995) – *Comportement d’un micropieu sous chargement sismique*. Rapport interne n° FO/94/08.
- VEZOLE P. (octobre 1995) – *Essai de chargement d’un micropieu et éléments de modélisation. Ouvrage SNCF du pont du Soleil à Saint-Étienne*. Rapport interne n° FO/94/09.
- SHAHROUR I., ATA N. (octobre 1995) – *Calcul des groupes de micropieux à l’aide de la méthode des modules de réaction (p-y)*. Rapport interne n° FO/94/10.
- ALTMAYER F. (octobre 1995) – *Évaluation des règles existantes*. Rapport interne n° FO/94/11.
- MCMANUS K.J., BERRILL J.B. (décembre 1995) – *Étude du comportement du micropieu sur table vibrante* (thème 1.3). Rapport interne n° FO/94/12.

- FORAY P., BRANQUE D., MAIRE DU POSET A., NGUYEN TRI (décembre 1995) – *Étude des groupes de micropieux sous charge axiale en chambre d'étalonnage*. Rapport interne n° FO/94/13.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C. (mai 1996) – *Essais de chargement de micropieux modèles isolés et en groupe en minichambre d'étalonnage* (thèmes 1.3 et 2.3). Rapport interne n° FO/94/14.
- BROWN D.A., CHANCELLOR K. (January 1997) – *Instrumentation, Monitoring and Analysis of the Performance of a Type-A INSERT Wall, Littleville, Alabama* (thème 3.5). Auburn University, Alabama, Final Report RP-930-335, 105 p.
- SCHLOSSER F., FRANK R. (décembre 1995) – *Rapport d'avancement et de synthèse du programme 1994*. Rapport interne n° FO/94/A&S.

Programme 1995

- FRANK R., MALÉKI K. (décembre 1995) – *Analyse des groupes de micropieux par approche semi-analytique* (thème 2.6). Rapport interne n° FO/95/01.
- HO C.L., COYNE A.G. (mars 1996) – *Essais de modèles de micropieux en boîte de cisaillement direct* (thème 3.3). Rapport interne n° FO/95/02.
- PLUMELLE C., RAYNAUD D. (mars 1996) – *Essais de chargement des micropieux isolés et des groupes* (thème 3.4). Rapport interne n° FO/95/03.
- FOERSTER E., MODARESSI H. (juin 1996) – *Modélisation par éléments finis des réseaux ou des groupes de micropieux* (thème 3.6). Rapport interne n° FO/95/04 et FO/96/01.
- OUSTA R., SHAHROUR I. (juin 1996) – *Étude du comportement des groupes de micropieux sous chargement sismique* (thème 2.6). Rapport interne n° FO/95/05.
- BUHAN (DE) P., MAGHOUS S. (juin 1996) – *Application d'une méthode d'homogénéisation au calcul des ouvrages renforcés par réseaux de micropieux 1^{re} phase : cas élastique* (thème 3.6). Rapport interne n° FO/95/06.
- SHAHROUR I., ATA N. (octobre 1996) – *Construction numérique des courbes de réaction (p-y) pour les groupes de micropieux : vérification sur les calculs tridimensionnels* (thème 2.6). Rapport interne n° FO/95/07.
- FRANK R., MALÉKI K., ALTMAYER F. (juillet 1997) – *Corrosion des micropieux. Bibliographie* (thème 1.1). Rapport interne n° FO/95/08.
- LEDoux J.-L. (mars 2001) – *Renforcement de piles du pont de Pierre de Bordeaux par micropieux*. Rapport interne n° FO/95/09.
- SCHLOSSER F., FRANK R. (décembre 1996) – *Rapport d'avancement et de synthèse du programme 1995*. Rapport interne n° FO/95/A&S.

Programme 1996

- FOERSTER E., MODARESSI H. (juin 1996) – *Modélisation par éléments finis des réseaux ou des groupes de micropieux* (thème 3.6). Rapport interne n° FO/95/04 et FO/96/01.
- DUROT D., PLUMELLE C. (octobre 1996) – *Expérimentation en vraie grandeur de réseaux de micropieux. Étude de faisabilité* (thème 3.4). Rapport interne n° FO/96/02.
- CHAMBERS A.M., BERRILL J.B., MCMANUS K. (avril 1997) – *Étude du comportement dynamique de micropieux modèles sur table vibrante* (thème 1.3). Rapport interne n° FO/96/03.

- FRANCIS R., CANOU, J., DUPLA J.-C., LE KOUBY A. (juin 1997) – *Essais de chargement de micropieux modèles instrumentés en chambre d'étalonnage : mise en évidence des effets de groupe* (thème 2.3). Rapport interne n° FO/96/04.
- PERLO S., FRANK R. (juillet 1997) – *Analyse du comportement de micropieux isolés et en groupe : site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (essais réalisés en 1995)* (thème 3.6). Rapport interne n° FO/96/05.
- SHAHROUR I., ATA N. (octobre 1997) – *Étude du comportement des micropieux sous chargement latéral avec prise en compte du couplage fluide-squelette*. Rapport interne n° FO/96/06.
- BUHAN (DE) P., MAGHOUS S. (novembre 1997) – *Application d'un modèle de plasticité homogénéisée au calcul des ouvrages renforcés par réseaux de micropieux*. Rapport interne n° FO/96/07.
- SHAHROUR I., OUSTA R. (novembre 1997) – *Comportement des micropieux sous chargement sismique : prise en compte du couplage fluide-squelette*. Rapport interne n° FO/96/08.
- GANGNEUX P., PLUMELLE C. (décembre 1997) – *Expérimentation en vraie grandeur de réseaux de micropieux. Exécution des micropieux*. Rapport interne n° FO/96/09.
- DUBREUCQ T. (avril 1998). *Renforcement du sol par micropieux. Chargement vertical de réseaux de micropieux en centrifugeuse* (thème 3.3). Rapport interne n° FO/96/10.
- BONNET G., FLIS P.O., GANGNEUX P., PLUMELLE C., SERRAI K. (juin 1998) – *Expérimentation en vraie grandeur sur réseaux de micropieux. Essais de chargements verticaux et horizontaux* (thème 3.4). Rapport interne n° FO/96/11.
- GANGNEUX P., PLUMELLE C. (mars 1999) – *Expérimentations en vraie grandeur sur des micropieux isolés, en groupes et en réseaux sur le site de Saint-Rémy-lès-Chevreuse. Excavation du massif après la réalisation des essais de chargement* (thème 3.4). Rapport interne n° FO/96/12.
- SCHLOSSER F., FRANK R. (décembre 1997) – *Rapport d'avancement et de synthèse du programme 1996*. Rapport interne n° FO/96/A&S.

Programme 1997-1998

- SHAHROUR I., OUSTA R. (mars 1998) – *Méthodes simplifiées pour le calcul des groupes de micropieux sous chargement sismique : présentation et domaine de validité* (thème 2.6). Rapport interne n° FO/97/01.
- BONNET G., FLIS P.O., GANGNEUX P. (mai 1998) – *Expérimentation en vraie grandeur de micropieux isolés type Ischebeck. Exécution des micropieux, essais de chargement (traction-compression)* (thème 1.4). Rapport interne n° FO/97/02.
- SUDRET B., BUHAN (DE) P. (octobre 1998) – *Modèle multiphasique de matériau renforcé. Application aux réseaux de micropieux* (thème 3.6). Rapport interne n° FO/97/03.
- PERLO S., DEGNY E., FRANK R. (décembre 1998) – *Analyse du comportement des groupes de micropieux sous charge transversale- application au site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (essais réalisés en 1995)* (thème 3.6). Rapport interne n° FO/97/04.
- CHAMBERS A.M., MCMANUS K.J., YANG J., BERRILL J.B. (février 1999) – *The dynamic behaviour of drilled shaft micropiles*. Rapport interne n° FO/97/05.

- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C., LE KOUBY A. (novembre 1999) – *Comportement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage sous chargement vertical monotone et cyclique : application aux effets de groupe*. Rapport interne n° FO/97/06.
- GANGNEUX P., VIÉ D. (juin 2000) – *Expérimentation en vraie grandeur sur micropieu. Essai de chargement dynamique SIMBAT*. Rapport interne n° FO/97/07.
- RAUSCHE F., THENDEAN G. (June 1998) – *Full scale experiment on a micropile. GRL-CAPWAP dynamic load test*. Rapport interne n° FO/97/08.
- BOULON M. (mars 2001) – *Modélisation en éléments finis du comportement 3-D d'un pieu sous charge inclinée*. Rapport interne n° FO/97/09.
- SCHLOSSER F., FRANK R. (novembre 2000) – *Rapport d'avancement et de synthèse du programme 1997-1998*. Rapport interne n° FO/97-98/A&S.

Programme 1998-1999

- JURAN I., BENSLIMANE A., DRABKIN S., HANNA S. (mars 1998) – *Centrifuge model tests on single, groups and networks of micropiles*. Rapport interne n° FO/98/01.
- BOREL S. (juin 2000) – *Validation du dimensionnement d'un groupe de deux micropieux sous chargement latéral. Étude expérimentale et calcul du comportement d'une fondation antibruit*. Rapport interne n° FO/98-99/02.
- CHAMBERS A. (novembre 2000) – *The seismic response of drilled shaft foundations*. Rapport interne n° FO/98-99/03.
- BUHAN (DE) P. (mars 2001) – *Modèle biphasique de matériau renforcé avec prise en compte de l'interaction sol-inclusion*. Rapport interne n° FO/98-99/04.
- LE KOUBY A., CANOU J., DUPLA J.-C. (mars 2001) – *Étude comparative du comportement mécanique de groupes et de réseaux de micropieux modèles en chambre d'étalonnage*. Rapport interne n° FO/98-99/05.
- ESTEPHAN R., FRANK R. (mars 2001) – *Analyse du comportement de groupe et de réseaux élémentaires de micropieux sous chargement vertical et horizontal. Applications aux essais de chargement du réseau de Saint-Rémy-lès-Chevreuse*. Rapport interne n° FO/98-99/06.
- HAZA E., GARNIER J., FAVRAUD C., THÉTIOT N. (avril 2001) – *Étude expérimentale de la portance de réseaux de micropieux en modèles réduits centrifugés. Deuxième série d'essais*. Rapport interne n° FO/98-99/07.
- SHAHROUR I., SADEK M. (avril 2001) – *Étude numérique de l'interaction inertielle pour les groupes de micropieux*. Rapport interne n° FO/98-99/08.
- FORAY P., ESTEPHAN R. (juin 2001) – *Synthèse des essais de chargement vertical de groupes et de réseaux de 18 micropieux (modèle de Lizzi), réalisés sur des modèles réduits de micropieux dans une grande cuve expérimentale*. Rapport interne n° FO/98-99/09.
- HAZA E., GARNIER J., FAVRAUD C., THÉTIOT N. (mai 2002) – *Étude expérimentale de la portance de réseaux de micropieux en modèles réduits centrifugés. Troisième série d'essais*. Rapport interne n° FO/98-99/10.
- SCHLOSSER F., FRANK R. (septembre 2001) – *Rapport d'avancement et de synthèse du programme 1998-1999*. Rapport interne n° FO/98-99/A&S.

AUTRES PUBLICATIONS DU PROJET NATIONAL FOREVER¹

- ALDEBERT B. – « Un projet national pour les micropieux ». *Le Moniteur*, juillet 1993.
- ATA N., SHAHROUR I. – “Numerical study of the consolidation of micropiles subjected to lateral loading”. NUMOG VII, 1-3 September 1999, Graz, Austria, Balkema, 1999, p. 467-474.
- BENSLIMANE A. – *Seismic behavior of micropile systems. Centrifugal model studies*. Ph D dissertation, Polytechnic University, New York, 19 May 1999, 356 p. + 2 appendices.
- BENSLIMANE A., JURAN I., HANNA S., DRABKIN S. PERLO S, FRANK R. – “Seismic retrofitting using micropile systems. Centrifugal model studies”. *Proc. 4th Int. Conf. Case Histories in Geot. Engng*, St Louis, Missouri, March 1998.
- BOREL S. – *Comportement et dimensionnement des fondations mixtes*. Études et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées, série « Géotechnique et risques naturels », GT 73, 2001, 354 p.
- BOREL S. – « Paramètres de dimensionnement et paramètres de prévision du comportement réel d'un ouvrage : l'exemple du comportement d'un mur antibruit ». Actes Symp. Int. Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques *PARAM 2002*, Paris, Presses des Ponts et Chaussées et LCPC, septembre 2002.
- BRØDBÆK C. – *An experimental study of micropile groups and networks*. Mid-Term Project, Laboratoire 3S (Institut national polytechnique de Grenoble) et Institut for Geologi og Geoteknik (Technical U of Denmark), July 1998, 58 p. + 9 annexes.
- BUSTAMANTE M., GIANESSELLI L., LEDOUX J.-L (1996) “Underpinning of Bordeaux pont de Pierre: a First Empire masonry bridge”. *Proceed. Int. Symp. Geotechnical Engng for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, Naples, 3-4 October 1996, p. 551-559.
- CHAMMAS R. – *Étude sur le comportement des groupes et des réseaux de micropieux*. Mémoire de DEA, Laboratoire 3S de Grenoble, juin 1999, 47 p. + 4 annexes.
- ESTEPHAN R. – *Contributions à l'étude du comportement des groupes et réseaux de micropieux*. Thèse de doctorat en cours, École nationale des ponts et chaussées, 2002.
- FORZANO B. – *Effet de l'enchevêtrement sur le comportement des réseaux de micropieux*. Rapport interne, Laboratoire 3S, 2001
- FRANCIS R. – *Étude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe*. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, 27 octobre 1997, 386 p.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C. – « Comportement mécanique d'une fondation profonde isolée : étude expérimentale en laboratoire ». *C.R. 1^{er} Congrès maghrebin de Mécanique*, Ghardaïa, Algérie, 23-26 mars 1996, p.14-16.
- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C., BELMONT G. – “Group effects for model piles in sand”. *Proc. 7th Australia-New-Zealand Conf. on Geomechanics*, Adélaïde, July 1996, p. 620-625.

1. Liste mise à jour le 15 juillet 2002/list updated on 15 July 2002.

- FRANCIS R., CANOU J., DUPLA J.-C., LERAT P. – “Feasability of using metallic micropiles for soil reinforcement”. *Proc. of the Intern. Conf. on Rehabilitation and Development of Civil Eng. Infrastructure Systems*, Beirut, 1997, p. 940-948.
- FRANCIS R., LE KOUBY A., CANOU J., DUPLA J.-C. – « Comportement de pieux modèles soumis à des chargements cycliques ». *Comptes rendus du 15^e Cong. Int. de Mécanique des sols et Géotechnique*, Istanbul, 2001, vol. 2, p. 898-900.
- FRANK R., UNTERREINER P. – « Le projet national FOREVER : fondations et renforcement des sols par micropieux ». *Bulletin de liaison des LPC* n° 187, septembre-octobre 1993.
- FRANK R., UNTERREINER P. – « Le projet national FOREVER sur les fondations et le renforcement des sols par micropieux ». *Comptes rendus des Entretiens de la technologie. Association des Centraliens, École centrale de Paris, Société des Amis de Centrale*, 3^e édition, Paris, 15-16 mars 1994, thème 16, atelier GCB 85, tome II, 2 p.
- GARNICA P. – *Modélisation du comportement de solides en contact par équations intégrales aux frontières et lois d'interface et application aux pieux*. Thèse de doctorat de l'université Joseph-Fourier, Grenoble, décembre 1993.
- HANNA S., JURAN I. – “Performance of Micropiles in Liquefying Sand Subjected to Lateral Spreading”. Submitted to *Transportation Research Record*, August 2001.
- HO C.L., COYNE A.G., CANOU J. – “Model tests of micropiles network applied to slope stabilization”. *Proc. 14th Intern. Conf. of Soil Mechanics & Found. Eng.*, Hambourg, 1997, vol. 2, p. 1223-1226.
- JURAN I. (2001) “Ground Improvement. State of the Art” Keynote lecture. *15th Int. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Eng.*, Istanbul, August 2001, Accepted for publication, *Journal of Ground Improvement*.
- JURAN I., BENSLIMANE A., HANNA S. – *Seismic behavior of micropile systems-Centrifuge test results*. Preliminary report – FHWA, Contract n° DTFH61-96-00021, 1999.
- JURAN I., BENSLIMANE A., HANNA S. – “Engineering Analysis of the Dynamic Behavior of Micropile Systems”. *Transportation research Record*, 1772, Paper n° 01-2936, 2001.
- JURAN I., BRUCE D.A., DI MILLIO A., BENSLIMANE A. – “Design of Single, Groups and Networks of Micropile”. *Journal of Ground Improvement*. Thomas Telford Publications, 1999, vol. 3, n° 3, p. 89-111,
- LACHAISE F. – *Sur les séries temporelles du pont de Pierre de Bordeaux*. Mémoire de DEA de Mathématiques appliquées et calcul scientifique, Université de Bordeaux I, 1994.
- LE KOUBY A. – *Comportement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe et aux sollicitations cycliques*. Thèse de doctorat de l'ENPC, à paraître, décembre 2002.
- LEDoux J.-L. – « Rénovation du pont de Pierre de Bordeaux. Projet de renforcement des fondations des piles 2 et 3 ». *Revue générale des routes*, n° hors série 1, 1997.
- LEDoux J.-L., MASSOUTIER A. – « Travaux sous haute surveillance. Renforcement des fondations de deux piles du pont de Pierre de Bordeaux ». *Bulletin de liaison des LPC*, Paris, juillet-août 1997, p. 121-126.

- LEMIEUX N. – *Étude expérimentale des groupes et réseaux de micropieux en chambre d'étalonnage*. Rapport de stage, Université Laval/INP Grenoble, 1998.
- MCMANUS K.J., CHAMBERS A.M. – “Stability of drilled shafts under earthquake induced axial loads”. Draft article submitted for review, June 1995.
- MAIRE DU POSET A. – *Étude du comportement des micropieux isolés et des groupes de micropieux sous sollicitations axiales en chambre d'étalonnage*. Mémoire du DEA Mécanique, Laboratoire 3S, Institut national polytechnique de Grenoble, septembre 1994.
- MALÉKI K. – *Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 6 juin 1995, 350 p.
- MALÉKI K., FRANK R. – « Une approche pour le calcul des groupes de micropieux chargés axialement ». *Comptes rendus 14^e Cong. int. de Mécanique des sols et Tr. Fond.*, Hambourg, 6-12 septembre 1997, vol. 2, p. 1107-1110.
- MARCOUYRE M. – *Étude du comportement des groupes et réseaux de micropieux dans le sable*. Rapport de stage de maîtrise de Mécanique, université Joseph-Fourier, Grenoble, 1998.
- MASSARA V. – *Étude expérimentale du comportement des groupes de micropieux soumis à des charges horizontales cycliques*. Rapport de stage 3S, décembre 1997.
- MASSARA V. – *Pali sotto charrichi laterali*. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, 1999.
- MEZAZIGH S. – *Étude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe*. Thèse de doctorat de l'École centrale de Nantes, 28 novembre 1995, 217 p.
- MEZAZIGH S., LEVACHER D., GARNIER J. – « Étude expérimentale de la proximité d'un talus sur les courbes de réaction p-y de pieux chargés latéralement ». *Revue française de géotechnique*, n° 82, 1996, p. 73-82.
- MUSUMECI G., NOVITA D. – *Comportement 3D d'un pieu sous charge inclinée*. Rapport de stage de fin d'études d'ingénieur, université Joseph-Fourier Grenoble 1, mai 1997.
- MUSUMECI H., NOVITA D. – *Analisi statica degli componenti di movimento de uno palo e del meccanismo di collasso de uno palo su forza inclinata*. Tesi di Laurea, Facolta di Ingegneria, Universita di Catania, dicembre 1997.
- NGUYEN QUANG TRI – *Étude du comportement des micropieux sous charges horizontales cyclique*. Rapport de DEA, Institut national polytechnique de Grenoble, École doctorale de mécanique, juillet 1997.
- OUSTA R. – *Étude du comportement sismique des micropieux*. Thèse de doctorat à l'université des sciences et technologies de Lille, 1998.
- OUSTA R., SHAHROUR I. – “Three-dimensional analysis of the seismic behavior of micropiles used in the reinforcement of saturated soils”. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2001, n° 25, p. 183-196.
- PLUMELLE C., GANGNEUX P., FRANK R., CANOU J., ESTEPHAN R., FORAY P., GARNIER J. – « Différentes approches du comportement des groupes et des réseaux de micropieux, en modèle réduit, en modèle centrifugé et en vraie grandeur ». *Comptes rendus du 15^e Cong. Int. Méca. Sols et Géotechnique*, Istanbul, août 2001, vol. 3, p. 1827-1833 (ver-

- sion incomplète) et in : « Recherche et innovation en génie civil, les entretiens du RGCU », *Revue française de génie civil*, vol. 6, hors série 2002, p. 17-38.
- POLI C. – *Modélisation numérique d'un groupe de pieux en géométrie 3D*. Rapport de stage de maîtrise, université Joseph-Fourier Grenoble 1, UFR de Mécanique, juillet 1997.
- Projet national « Micropieux. Forever ou la pérennité du micropieu ». *BTP Magazine*, n° 105, janvier, 1998, p. 30.
- REMAUD D. – *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 7 décembre 1999.
- REMAUD D., GARNIER J., FRANK R. – “Laterally loaded piles in dense sand: Group effects”. *Proc. Int. Conf. Centrifuge 98*, Tokyo, 23-25 September 1998, p. 533-538.
- REMAUD D., GARNIER J., FRANK R. (1998). « Pieux sous charges latérales : étude de l'effet de groupe ». *Comptes rendus des V^{es} Journées nationales Génie côtier-Génie civil*, Toulon, 13-15 mai 1998, *Paralia* (édition spéciale), Centre français du littoral, p. 369-376.
- REZENDE M.E. – *Análise de recalques de grupos de estacas escavadas de pequeno diametro através de provas de carga in-situ e em modelos centrifugados*. Tese de Doutor em Geotechnia, Universidade de Sao Paulo, EESC, 1995, 2333 p.
- SADEK M. – *Étude par la méthode des éléments finis de l'interaction inertielle dans les micropieux*. Thèse de doctorat en cours, Université des sciences et technologies de Lille, 2002.
- SHAHROUR I, ATA N. – “Numerical study of the consolidation around micropiles submitted to lateral loading”. *Journal Ground Improvement*, 6, n° 1, 2002, p. 39-46.
- SHAHROUR I., ATA N. – « Calcul des groupes de pieux sous chargement latéral par construction numérique des courbes de réaction (p-y) ». *GEO 97*, Rencontre du réseau de laboratoires GEO, novembre, Aussois, 1997, 2 p. + 1 fig.
- SHAHROUR I., OUSTA R. – « Étude tridimensionnelle de l'interaction cinématique dans les groupes de pieux ». 13^e Congrès français de Mécanique, Poitiers, 1997, p. 257-260.
- SHAHROUR I., OUSTA R. (1998) “Numerical analysis of the behaviour of pile groups in saturated soils under seismic loading”. *Proceed. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, T3.3, A.A. Balkema, Paris, 6-11 September, 1998.
- SHAHROUR I., SADEK M., OUSTA R. – « Analyse du comportement dynamique des micropieux utilisés comme éléments de fondations ». *Revue Travaux*, n° 772, 2001, p. 39.
- SHAHROUR I., SADEK M., OUSTA R. – “Three-dimensional finite element modeling of the seismic behavior of micropiles used as foundation support elements”. *Transportation Research Record*, Transportation Research Board, 1772, December 28, 2001, p. 84-90.
- VERNIER K. – *Analyse univariée et multivariée des séries temporelles du pont de Pierre de Bordeaux*. Mémoire de DEA de Mathématiques appliquées et calcul scientifique, Université de Bordeaux I, 1995.
- YOUSSEF E. – *Étude théorique et expérimentale du flambement des pieux*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1^{er} décembre 1994, 255 p.
- YOUSSEF E., DEGNY E., GARNIER J., FRANK R. – « Étude expérimentale et théorique du flambement des pieux ». *Proceed. 11th African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cairo, 11-15 December 1995, vol. 3, p. 107-114.

Table des matières

| | |
|--------------------|----|
| Sommaire | 5 |
| Préface | 7 |
| Introduction | 13 |

Chapitre 1 - TECHNIQUES

| | |
|---|----|
| 1.1. Introduction | 17 |
| 1.2. Méthodes d'insertion dans le sol | 19 |
| 1.2.1. Forage préalable avec enlèvement de matière par un outil de coupe.. | 19 |
| 1.2.1.1. Outils de coupe | 19 |
| 1.2.1.2. Entraînement de l'outil | 20 |
| 1.2.1.3. Stabilité des parois du forage | 21 |
| 1.2.1.4. Autres procédés | 23 |
| 1.2.2. Forage préalable avec enlèvement de matière sans outil de coupe | 23 |
| 1.2.3. Forage préalable sans enlèvement de matière (avec refoulement du sol) | 24 |
| 1.2.4. Forage utilisant l'armature comme train de tiges | 24 |
| 1.2.4.1. Armature enfoncée dans le sol (avec refoulement du sol) | 24 |
| 1.2.4.2. Armature « autoforeuse » | 24 |
| 1.2.5. Remarques complémentaires | 25 |
| 1.3. Méthodes de scellement | 26 |
| 1.3.1. Matériaux de scellement | 26 |
| 1.3.1.1. Coulis de ciment | 26 |
| 1.3.1.2. Mortier | 27 |
| 1.3.1.3. Béton | 27 |
| 1.3.2. Scellement « gravitaire » | 28 |
| 1.3.3.1. Remplissage depuis l'orifice du forage | 28 |
| 1.3.3.2. Remplissage par un tube atteignant le fond du forage | 29 |

| | |
|---|----|
| 1.3.3. Injection globale unitaire (IGU)..... | 29 |
| 1.3.4. Injection répétitive et sélective (IRS) | 30 |
| 1.3.4.1. Principe de la méthode | 30 |
| 1.3.4.2. Dispositions pratiques..... | 32 |
| 1.3.5. Injection répétitive simultanée..... | 33 |
| 1.3.6. Accessoires, cas particuliers | 34 |
| 1.3.6.1. Chaussettes en géotextile | 34 |
| 1.3.6.2. Association de micropieux et de traitement de sol | 35 |
| 1.3.7. Cas des armatures autoforeuses | 35 |
| 1.3.8. Micropieux réalisés au moyen d'un perforateur refoulant..... | 37 |
| 1.4. Armatures métalliques des micropieux | 37 |
| 1.4.1. Barre coaxiale du forage | 37 |
| 1.4.2. Groupe de barres | 38 |
| 1.4.3. Profilés en « acier de construction » | 38 |
| 1.4.4. Tube « pétrolier »..... | 39 |
| 1.4.5. Tubes pour autoforage | 40 |
| 1.5. Liaison micropieu-structure | 40 |
| 1.5.1. Prise en compte des tolérances géométriques..... | 40 |
| 1.5.2. Repos simple du béton de structure sur le micropieu | 41 |
| 1.5.3. Scellement droit de l'armature dans une pièce en béton armé..... | 41 |
| 1.5.4. Platine de liaison sur barre filetée | 42 |
| 1.5.5. Platine de liaison soudée..... | 46 |
| 1.5.6. Platine de liaison posé..... | 47 |
| 1.5.7. Platine de liaison vissée sur un tube | 47 |
| 1.5.8. Armature formant poteau | 47 |
| 1.5.9. Dispositions particulières..... | 48 |
| 1.5.9.1. Radier à étanchéité par l'extérieur | 48 |
| 1.5.9.2. Articulations | 49 |
| 1.5.9.3. Précontrainte d'un micropieu comprimé | 50 |
| 1.6. Accessoires..... | 52 |
| 1.6.1. Tubes d'injection | 52 |
| 1.6.2. Tubes à manchettes | 52 |
| 1.6.3. Chaussettes en géotextile | 53 |
| 1.6.4. Centreurs | 53 |
| 1.6.5. Pièces de liaison et de rabotage | 53 |
| 1.7. Protection contre la corrosion | 54 |
| 1.7.1. Protection cathodique..... | 55 |
| 1.7.2. Galvanisation, épaisseur sacrificielle..... | 55 |
| 1.7.2.1. Cas de l'acier non protégé | 55 |

| | |
|--|----|
| 1.7.2.2. Cas de l'acier protégé par galvanisation | 56 |
| 1.7.2.3. Cas particulier de micropieux scellés dans un tube à manchettes en acier | 57 |
| 1.7.3. Gaine plastique crénelée injectée | 57 |

Chapitre 2 - COMPORTEMENT ÉLÉMENTAIRE DES MICROPIEUX

| | |
|--|-----|
| 2.1. Comportement sous chargement axial | 59 |
| 2.1.1. Introduction: comportement d'un micropieu isolé | 59 |
| 2.1.1.1. Comportement expérimental..... | 59 |
| 2.1.1.2. Interprétation théorique..... | 61 |
| 2.1.2. Dimensionnement des micropieux sous charge axiale et recommandations | 63 |
| 2.1.2.1. Détermination du frottement latéral unitaire q_s pour un micropieu..... | 63 |
| 2.1.2.2. Calculs des micropieux soumis à des charges axiales | 64 |
| 2.1.2.3. Recommandations pour la justification d'un micropieu soumis à un effort axial..... | 68 |
| 2.1.3. Analyse des résultats des essais statiques et recommandations | 73 |
| 2.1.3.1. Les essais | 73 |
| 2.1.3.2. Comparaison des résultats des essais avec les règles existantes. | 99 |
| 2.1.3.3. Recommandations concernant les essais statiques de micropieux sous charge verticale | 101 |
| 2.1.4. Analyse des résultats des essais dynamiques | 102 |
| 2.1.4.1. Principe | 102 |
| 2.1.4.2. Essai SIMBAT | 102 |
| 2.1.4.3. Essai CAPWAP | 106 |
| 2.2. Comportement sous chargement transversal..... | 107 |
| 2.2.1. Définitions des différents types de sollicitations transversales..... | 107 |
| 2.2.2. Domaines d'application | 108 |
| 2.2.3. Comportement du micropieu sous sollicitations transversales | 108 |
| 2.2.4. Calcul d'un micropieu isolé soumis en tête à un moment M_0 et un effort T_0 | 109 |
| 2.2.4.1. Sol homogène linéairement élastique | 109 |
| 2.2.4.2. Sol hétérogène linéairement élastique | 112 |
| 2.2.4.3. Sol hétérogène. Lois élastiques parfaitement plastiques ou lois de réaction quelconques..... | 112 |
| 2.2.4.4. Choix des courbes de réaction frontale..... | 114 |
| 2.2.5. Détermination de la longueur de transfert l_0 dans des cas courants de chantier..... | 116 |

| | |
|--|-----|
| 2.2.6. Effort transversal maximal en tête de micropieu dans les cas courants de chantier | 117 |
| 2.2.7. Calcul d'un micropieu isolé soumis à des poussées latérales | 118 |
| 2.2.7.1. Comportement d'un micropieu isolé soumis à des poussées latérales | 118 |
| 2.2.7.2. Sol homogène. Sol en élasticité linéaire | 119 |
| 2.2.7.3. Sol hétérogène. Lois élasto-plastiques ou lois de réaction quelconques | 119 |
| 2.2.8. Synthèse des études expérimentales | 119 |
| 2.2.8.1. Expérimentations en vraie grandeur du CEBTP (1995) | 119 |
| 2.2.8.2. Effet de la proximité d'un talus sur le comportement d'un micropieu | 126 |
| 2.2.9. Recommandations | 128 |
| 2.2.9.1. Reprise d'efforts transversaux par des micropieux | 128 |
| 2.2.9.2. Méthode de calcul aux coefficients de réaction | 128 |
| 2.2.9.3. Courbes de réaction du fascicule 62-titre V, sans abattement en tête | 128 |
| 2.2.9.4. Prise en compte de l'interaction micropieu-structure | 129 |
| 2.3. Chargement combiné | 131 |
| 2.3.1. Influence de l'inclinaison des micropieux | 131 |
| 2.3.2. Influence de l'inclinaison du chargement pour un micropieu vertical | 133 |
| 2.4. Flambement | 135 |
| 2.4.1. Définitions et généralités | 135 |
| 2.4.2. Modélisation du flambement d'un micropieu dans un sol élastique sous chargement axial | 136 |
| 2.4.2.1. Méthode du module de réaction | 136 |
| 2.4.2.2. Méthode du continuum élastique | 139 |
| 2.4.2.3. Prise en compte d'un défaut de forme initial | 140 |
| 2.4.3. Essais de flambement de micropieux sous charges axiales et confrontation à la théorie | 145 |
| 2.4.3.1. Essais à l'air libre et en centrifugeuse | 145 |
| 2.4.3.2. Essais en vraie grandeur | 147 |
| 2.4.4. Méthodes de justification de la stabilité de forme de micropieux sous chargement axial | 150 |
| 2.4.4.1. Règlements existants | 150 |
| 2.4.4.2. Exemples de calcul d'après Mandel dans les cas courants de chantier | 151 |
| 2.4.5. Recommandations | 151 |

| | |
|---|-----|
| 2.5. Comportement sous charge cyclique..... | 153 |
| 2.5.1. Généralités | 153 |
| 2.5.1.1. Chargements transversaux | 153 |
| 2.5.1.2. Chargements cycliques axiaux sous sollicitations sismiques ... | 154 |
| 2.5.1.3. Chargements alternés ou non | 155 |
| 2.5.1.4. Nombre de cycles conduisant à la rupture | 155 |
| 2.5.2. Mécanismes en jeu | 156 |
| 2.5.2.1. Comportement local d'interface | 156 |
| 2.5.2.2. Rôle de la rigidité axiale du micropieu..... | 156 |
| 2.5.3. Résultats expérimentaux | 159 |
| 2.5.4. Recommandations..... | 162 |

Chapitre 3 - GROUPES DE MICROPIEUX

| | |
|--|-----|
| 3.1. Introduction | 171 |
| 3.2. Études expérimentales sur le comportement des groupes de micropieux . | 172 |
| 3.2.1. Essais en vraie grandeur sur site expérimental (CEBTP) | 173 |
| 3.2.2. Essais sur le chantier de Rueil-Malmaison | 179 |
| 3.2.3. Essais en centrifugeuse (LCPC-Nantes)..... | 182 |
| 3.2.4. Essais en cuve expérimentale (laboratoire 3S de Grenoble)..... | 193 |
| 3.2.5. Essais en chambre d'étalonnage (Cermes)..... | 200 |
| 3.2.6. Reprise en sous-œuvre du Pont de Pierre à Bordeaux | 207 |
| 3.3. Études théoriques sur le comportement des groupes de micropieux | 211 |
| 3.3.1. Méthode de calcul numérique (Cermes) | 211 |
| 3.3.2. Études paramétriques par éléments finis de la réaction transversale des pieux (LML-Lille)..... | 218 |
| 3.4. Analyse des résultats | 223 |
| 3.4.1. Étude des paramètres influant sur la portance verticale..... | 223 |
| 3.4.1.1. Espacement des micropieux..... | 223 |
| 3.4.1.2. Densité du sol..... | 227 |
| 3.4.1.3. Nombre de micropieux | 228 |
| 3.4.1.4. Ordre d'installation | 229 |
| 3.4.1.5. Influence de la semelle de liaison (fondation mixte)..... | 230 |
| 3.4.2. Étude des paramètres influant sur la réaction transversale | 230 |
| 3.4.2.1. Espacement des micropieux et direction du chargement..... | 230 |
| 3.4.2.2. Effet de la mise en place des micropieux..... | 234 |
| 3.5. Conclusion et recommandations | 235 |
| 3.5.1. Portance des groupes de micropieux..... | 235 |
| 3.5.2. Reprise des efforts horizontaux par les groupes de micropieux | 236 |
| 3.5.3. Méthodes de calcul des groupes de micropieux en déplacement..... | 236 |

Chapitre 4 - RÉSEAUX DE MICROPIEUX

| | |
|--|-----|
| 4.1. Introduction | 241 |
| 4.2. Études expérimentales sur le comportement des réseaux de micropieux . | 242 |
| 4.2.1. Essais en vraie grandeur sur le site expérimental du CEBTP | 242 |
| 4.2.2. Essais sur chantiers | 247 |
| 4.2.3. Essais en centrifugeuse (LCPC-Nantes) | 258 |
| 4.2.4. Essais en cuve expérimentale (laboratoire 3S Grenoble) | 264 |
| 4.2.5. Essais en chambre d'étalonnage (Cermes) | 271 |
| 4.2.6. Étude en boîte de cisaillement (Cermes) | 276 |
| 4.3. Études théoriques sur le comportement des réseaux de micropieux..... | 278 |
| 4.3.1. Études numériques (Cermes) | 278 |
| 4.3.2. Études par éléments finis | 285 |
| 4.3.3. Méthode d'homogénéisation | 287 |
| 4.4. Analyse des résultats | 290 |
| 4.4.1. Étude des paramètres influant sur la portance verticale..... | 290 |
| 4.4.1.1. Influence de l'espacement | 293 |
| 4.4.1.2. Influence de la densité du sable | 295 |
| 4.4.1.3. Influence de la densité de micropieux | 295 |
| 4.4.1.4. Effet de l'orientation (inclinaison et enchevêtrement) des micropieux..... | 296 |
| 4.4.2. Commentaires sur la portance horizontale..... | 297 |
| 4.5. Conclusions | 298 |

Chapitre 5 - COMPORTEMENT SISMIQUE DES MICROPIEUX

| | |
|--|-----|
| 5.1. Introduction | 303 |
| 5.2. Aspects particuliers - méthodologie suivie | 305 |
| 5.3. Interaction cinématique | 307 |
| 5.3.1. Micropieux isolés..... | 307 |
| 5.3.2. Effet de groupe..... | 308 |
| 5.3.3. Comparaison éléments finis-modèle de Winkler | 310 |
| 5.4. Interaction sol-micropieux - structure | 310 |
| 5.4.1. Micropieux isolés..... | 311 |
| 5.4.2. Groupe de micropieux..... | 313 |
| 5.5. Micropieux inclinés..... | 315 |
| 5.6. Transfert de charge..... | 318 |
| 5.7. Comportement des micropieux dans des sols liquéfiables..... | 319 |
| 5.8. Conclusion et recommandations | 324 |

ANNEXE

Publications du projet national Forever

| | |
|--|-----|
| Rapports internes du projet national Forever | 331 |
| Autres publications du projet national Forever | 336 |

Achévé d'imprimer par Dumas Titoulet Imprimeurs, 42000 Saint-Etienne
N° d'imprimeur : 40652
Dépôt légal : mai 2004

Imprimé en France