



HAL
open science

Contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux

Roger Estephan

► **To cite this version:**

Roger Estephan. Contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux. Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2003. Français. NNT : . tel-00005723

HAL Id: tel-00005723

<https://pastel.hal.science/tel-00005723>

Submitted on 5 Apr 2004

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES
Centre d'Enseignement et de Recherche en MEcanique des Sols
(CERMES)

THESE DE DOCTORAT

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Discipline : Géotechnique

Présentée par :

ESTEPHAN Roger

Le 25 juin 2003

Titre :

**CONTRIBUTIONS AUX METHODES DE CALCUL DES GROUPES ET DES
RESEAUX DE MICROPIEUX**

Devant le Jury composé de :

M. François SCHLOSSER
M. Pierre FORAY
M. Issam SHAHROUR
M. Claude PLUMELLE
M. Pierre VEZOLE

Président
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur

M. Roger FRANK

Directeur de thèse

RESUME

Les travaux de recherche menés dans le cadre de cette thèse concernent l'étude du comportement des groupes et des réseaux de micropieux. L'interaction entre les micropieux d'un groupe, ainsi que l'effet d'inclinaison des micropieux au sein d'un réseau sont traités à travers les trois parties de cette thèse.

La première partie est consacrée à la définition, la classification et les domaines d'application des micropieux. Les différentes méthodes usuelles de calcul des micropieux (isolés, en groupes ou en réseaux) sont également présentées.

La deuxième partie présente la synthèse de divers essais expérimentaux réalisés, dans le cadre du projet national FOREVER, sur des groupes et/ou des réseaux de micropieux. Ces essais sont réalisés en vraie grandeur ou en modèle réduit (centrifugeuse, chambre d'étalonnage ou cuve expérimentale).

La troisième partie traite de deux approches numériques différentes pour l'étude du comportement des micropieux. La méthode des fonctions de transfert de charge est utilisée à travers le programme de calcul des groupes de pieux (GOUPEG) qui est développé pour tenir compte de l'effet de l'inclinaison des micropieux. Le cas d'un réseau élémentaire de 4 micropieux et d'un groupe équivalent est étudié. Une étude paramétrique sur l'effet de l'inclinaison des micropieux au sein d'un réseau élémentaire est présentée. Enfin, la méthode des éléments finis est utilisée (le logiciel CESAR-LCPC) pour l'étude du comportement d'un réseau élémentaire de 4 micropieux (en double chevalet). Cette dernière approche fournit des résultats intéressants sur le comportement du massif du sol sous les micropieux inclinés.

Mots Clés : micropieux, pieux, essais expérimentaux, étude numérique, chargement vertical, chargement horizontal, méthodes des fonctions de transfert de charge, méthode des éléments finis, groupe, réseau, enchevêtrement, modèle hybride, FOREVER.

ABSTRACT

The research realized within this thesis concern the study of the behaviour of micropiles groups and networks. The interactions between the micropiles within a group, as well as the effect of micropile inclination within a network, are treated through the three parts of this thesis.

The first part concerns the definition, the classification and the application of micropiles. The usual design methods of micropiles (single, groups or networks) are presented herein.

The second part presents a synthesis of various experimental tests carried out, within the framework of the French national research project FOREVER, on groups and/or networks of micropiles. These tests are carried out in full-scale or in reduced model (centrifuge, calibration chamber...).

The third part presents two different numerical approaches for the study of micropiles behavior. The Load transfer method is used through the micropile groups design program (GOUPEG) which is developed to take into consideration the effect of micropiles inclination. The case of an elementary network of 4 micropiles and of an equivalent group is studied. A parametric study on the effect of micropile inclination angle within an elementary network is presented. Finally, the finite element method is used (CESAR-LCPC) for the study of the behaviour of a double A shaped elementary network of 4 micropiles. This last approach provides interesting results on the behaviour of the soil under the battered micropiles.

Key words: micropile, pile, experimental tests, numerical study, vertical loading, horizontal loading, Load transfer method, finite element method, group, network, reticulated, hybrid model, FOREVER

*A Michel et Nawal,
à Jean,
à Rita :
mes proches.*

Reconnaisances

Je remercie en premier lieu les membres du Jury pour avoir accepté de faire partie du Jury de cette thèse ainsi que pour le diplôme qu'ils m'ont accordé.

Je tiens à remercier le Professeur Roger FRANK pour l'encadrement de cette thèse et pour la confiance qu'il m'a accordée.

Je remercie également le Professeur François SCHLOSSER, MM. Eric DEGNY, Pierre HUMBERT, Emmanuel BOURGEOIS, Serge BOREL et Mlle Elisabeth HAZA pour toutes les discussions techniques qui m'ont aidé à faire avancer mes travaux de recherche.

Je remercie les membres du comité de rédaction du projet national FOREVER pour avoir accepté de m'intégrer au sein de ce comité. Cette expérience m'a élargit les horizons de mes connaissances en géotechnique.

Un remerciement particulier au Professeur Claude PLUMELLE du Conservatoire Nationale des Arts et Métiers qui m'a accordé l'occasion de travailler au sein de son département de géotechnique.

Un remerciement au Professeur Ilan JURAN et M. Yu Jun CUI pour les diverses discussions enrichissantes et leur collaboration lors de mes travaux de recherche et d'enseignement.

Un remerciement au Professeur Youssef DIAB de l'Université de Marne La Vallée qui m'a accordé l'occasion de pouvoir enseigner au sein de son département de Génie Urbaine.

Je remercie également mes collègues du CERMES, du LCPC et du CNAM pour tout le partage de connaissance et aussi pour leur amitié.

Je remercie particulièrement M. Maroun KHOURY de l'entreprise DAR AL-HANDASSAH (Shair & Partners) qui a fait le déplacement du Liban pour assister à la soutenance de cette thèse.

Je remercie pour leur amitié : Christian JABBOUR, Rana AL HALLAK, Charbel et Pascale MASSAAD, Elie FLOUTY, Georges ABDO et Sonja MARTEN. Une amitié qui m'était essentielle et qui m'a énormément aidé pour mener cet immense travail jusqu'au bout.

Encore des remerciements à Alain LEKOUBY, Pascal ROSSO, Rima RAAD, Rabih EL CHAER, Nouredine FRIH, Sophie COQUILLAY, Hicham OUFROUKH, Anca DUMITRESCOU ainsi que les membres du bureau de l'association des élèves chercheurs de l'Ecole des Ponts (ADEC-ENPC).

Je remercie pour leur présence à ma soutenance de thèse tous ceux qui font fait le déplacement notamment mon frère Jean.

Je ne peux oublier de remercier, pour leur appui moral, mes parents et Celui que je vois tous les jours en vous.

Table des matières

Table des matières

TABLE DES MATIÈRES	9
INTRODUCTION	13
CHAPITRE 1 : LES MICROPIEUX : CLASSIFICATION ET APPLICATIONS	16
1.1 – INTRODUCTION.....	16
1.2 – BREF HISTORIQUE.....	16
1.3 – DÉFINITION ET CLASSIFICATION.....	18
1.3.1 Définition.....	18
1.3.2 Classification.....	18
1.4 – COMPORTEMENT	21
1.5 – APPLICATIONS.....	21
1.5.1 Reprise en sous-œuvre et confortement de bâtiments anciens.....	22
1.5.2 Renforcement des sols	25
1.5.4 Fondations neuves de bâtiments et d'ouvrages d'art.....	27
CHAPITRE 2 : MÉTHODES DE CALCUL ET D'ÉTUDES	30
2.1 – INTRODUCTION.....	30
2.2 – MICROPIEU ISOLÉ.....	31
2.2.1 Chargement axial	31
2.2.2 Chargement transversal	35
2.3 – GROUPES DE MICROPIEUX	40
2.3.1 Chargement axial	40
2.3.2 Chargement transversal	48
2.4 – RÉSEAUX DE MICROPIEUX.....	53
2.4.1 Chargement vertical et/ou horizontal de réseaux élémentaires.....	53
2.4.2 Méthodes empiriques pour les réseaux enchevêtrés	61
CHAPITRE 3 - GROUPES DE MICROPIEUX.....	70
3.1 INTRODUCTION	70
3.2 ÉTUDES EXPÉRIMENTALES SUR LE COMPORTEMENT DES GROUPES DE MICROPIEUX.....	70
3.2.1 Essais en vraie grandeur sur site expérimental (CEBTP).....	71
3.2.2 Essais sur le chantier de Rueil Malmaison.....	78
3.2.3 Essais en centrifugeuse (LCPC-Nantes).....	82
3.2.4 Essais en cuve expérimentale (Laboratoire 3S de Grenoble).....	93
3.2.5 Essais en chambre d'étalonnage (CERMES).....	99
3.2.6 Reprise en sous-œuvre du Pont de Pierre à Bordeaux.....	105
3.3 ANALYSE DES RÉSULTATS.....	108
3.3.1 Etude des paramètres influant sur la portance verticale	108
3.3.2 Etude des paramètres influant sur la réaction transversale.....	116
3.4 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	119
3.4.1 Portance des groupes de micropieux.....	119
3.4.2 Reprise des efforts horizontaux par les groupes de micropieux.....	120
CHAPITRE 4 – RÉSEAUX DE MICROPIEUX	123
4.1 INTRODUCTION	123
4.2 ÉTUDES EXPÉRIMENTALES SUR LE COMPORTEMENT DES RÉSEAUX DE MICROPIEUX	123
4.2.1 Essais en vraie grandeur sur le site expérimental du CEBTP	124
4.2.2 Essais sur chantiers.....	129
4.2.3 Essais en centrifugeuse (LCPC-Nantes).....	140
4.2.4 Essais en cuve expérimentale (Laboratoire 3S Grenoble)	145
4.2.5 Essais en chambre d'étalonnage (CERMES).....	152

4.2.6 Etude en boîte de cisaillement (CERMES).....	158
4.3 ANALYSE DES RÉSULTATS.....	160
4.3.1 Etude des paramètres influant sur la portance verticale.....	160
4.3.2 Commentaires sur la portance horizontale.....	166
CHAPITRE 5 : APPROCHE PAR LA MÉTHODE HYBRIDE.....	169
5.1 INTRODUCTION.....	169
5.2 GOUPIL : CALCUL DES GROUPES SANS PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION PIEU-SOL-PIEU.....	170
5.2.1 Les équations mécaniques.....	170
5.2.2 Matrice transfert et matrice de rigidité.....	172
5.2.3 Méthode de résolution et algorithme du programme.....	174
5.2.4 Critères de convergence.....	175
5.3 GOUPEG : CALCUL DES GROUPES AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION PIEU-SOL-PIEU.....	175
5.3.1 Hypothèses.....	176
5.3.2 Les équations de Mindlin.....	176
5.3.3 Méthode et critères d'application.....	179
5.3.4 Prise en compte de l'inclinaison des micropieux.....	183
5.3.5 Méthode de résolution.....	184
5.3.6 Critère de convergence.....	185
5.3.7 Tests numériques.....	185
5.4 APPLICATION SUR LE CAS DES ESSAIS DE SAINT RÉMY-LÈS-CHEVREUSE.....	190
5.4.1 Choix des courbes de réaction et des paramètres de calcul.....	190
5.4.2 Résultats des calculs par GOUPEG.....	194
5.4.3 Utilisation des paramètres obtenus en "calcul à rebours" ou "back analysis".....	199
5.5 ETUDE PARAMÉTRIQUE.....	202
5.5.1 Chargement vertical.....	202
5.5.2 Chargement horizontal.....	208
5.6 CONCLUSION.....	213
CHAPITRE 6 : APPROCHE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS.....	217
6.1 – INTRODUCTION.....	217
6.2 – ETUDES ANTÉRIEURES.....	217
6.3 – MODÉLISATION DU RÉSEAU ÉLÉMENTAIRE DE SAINT-RÉMY-LÈS-CHEVREUSE.....	219
6.3.1 Choix de l'approche tridimensionnelle.....	219
6.3.2 Choix du maillage.....	219
6.3.3 Choix des caractéristiques du pieu et de la semelle de liaison.....	224
6.3.4 Choix des caractéristiques du sol.....	224
6.3.5 Choix du modèle d'interface.....	224
6.3.5 Résultats des calculs.....	226
6.5 – CONCLUSION.....	228
CONCLUSIONS GENERALES.....	231
RÉFÉRENCES.....	235
ANNEXES.....	248
ANNEXE A-1 : CLASSIFICATION INFORMATIVE DES MICROPIEUX SELON LE PROJET DE NORME EUROPÉENNE (CEN TC 288, 2002).....	248
ANNEXE A-2 : CLASSIFICATION DES MICROPIEUX (BRUCE ET JURAN, 1997).....	249
ANNEXE A-3 : CRITÈRES DE CHOIX DU TYPE DE PIEUX.....	251
ANNEXE A-4 : CALCUL DE PIEU SOUS CHARGEMENT VERTICAL: MÉTHODE DU CONTINUUM ÉLASTIQUE.....	252
ANNEXE A-5 : CALCUL DE PIEU SOUS CHARGEMENT TRANSVERSAL: MÉTHODE DU CONTINUUM ÉLASTIQUE.....	257
ANNEXE A-6 : CALCUL DU TASSEMENT D'UN GROUPE DE PIEUX SOUS CHARGE VERTICALE : MÉTHODE DU CONTINUUM ÉLASTIQUE.....	260
ANNEXE A-7 : EXEMPLE DE CONSTRUCTION D'UNE MATRICE DE TRANSFERT D'UN TRONÇON SOUMIS À UNE SOLlicitATION EN COMPRESSION/TRACTION (BANGRATZ, 1982).....	262

ANNEXE A-8 : RÉSULTATS DE L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE PAR GOUPEG. CAS DU CHARGEMENT VERTICAL D'UN RÉSEAU ÉLÉMENTAIRE EN DOUBLE CHEVALET. (V=120 kN).....	264
ANNEXE A-9 : RÉSULTATS DE L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE PAR GOUPEG. CAS DU CHARGEMENT VERTICAL D'UN RÉSEAU ÉLÉMENTAIRE EN DOUBLE CHEVALET. (V=180 kN).....	268
ANNEXE A-10 : RÉSULTATS DE L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE PAR GOUPEG. CAS DU CHARGEMENT VERTICAL D'UN RÉSEAU ÉLÉMENTAIRE EN DOUBLE CHEVALET. (V=240 kN).....	272
ANNEXE A-11 : RÉSULTATS DE L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE PAR GOUPEG. CAS DU CHARGEMENT HORIZONTAL D'UN RÉSEAU ÉLÉMENTAIRE EN DOUBLE CHEVALET. (H=10 kN).....	276
ANNEXE A-12 : RÉSULTATS DE L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE PAR GOUPEG. CAS DU CHARGEMENT HORIZONTAL D'UN RÉSEAU ÉLÉMENTAIRE EN DOUBLE CHEVALET. (H=22 kN).....	280
ANNEXE A-13 : RÉSULTATS DE L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE PAR GOUPEG. CAS DU CHARGEMENT HORIZONTAL D'UN RÉSEAU ÉLÉMENTAIRE EN DOUBLE CHEVALET. (H=40 kN).....	284
ANNEXE A-14 : RÉSULTATS DE L'ÉTUDE PARAMÉTRIQUE PAR GOUPEG. CAS DU CHARGEMENT HORIZONTAL D'UN RÉSEAU ÉLÉMENTAIRE EN DOUBLE CHEVALET. (H=60 kN).....	288

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

Depuis la création des micropieux par F. Lizzi, en 1952, cette technique de fondation profonde a été adoptée pour des applications diverses. Ces pieux élancés de faible diamètre (inférieur à 25 cm) sont rarement mis en place par éléments isolés, mais sont plutôt disposés en groupes ou en réseaux.

Malgré l'essor rapide de cette technique et son usage fréquent dans les domaines de la reprise en sous œuvre, du renforcement des sols et parfois des fondations neuves, les méthodes de calculs des micropieux, quant à elles, étaient souvent empiriques, voire simplifiées, notamment dans le cas des micropieux disposés en réseaux.

Le comportement d'un groupe de micropieux est fonction du comportement élémentaire de chaque micropieu du groupe et de l'interaction simple entre eux. Quant au comportement d'un réseau (groupe de micropieux dont la majorité des éléments sont inclinés d'une manière convergente), il est également fonction du comportement élémentaire des micropieux, de l'interaction mécanique simple entre ces micropieux, mais aussi de l'éventuel effet d'enserrement du sol entre les micropieux enchevêtrés.

L'expérience montre que l'effet de groupe est, dans certains cas, positif. Cet effet positif pourrait résulter de la méthode de mise en place des micropieux et/ou de la densification du sol environnant. En revanche l'interaction mécanique simple entre les micropieux, telle qu'elle est évaluée pour le cas des pieux, induit un effet de groupe négatif et réduit la raideur globale des micropieux du groupe. Les méthodes de calcul en déplacement actuelles de groupes (de pieux ou micropieux) tiennent compte de cette interaction mécanique simple, alors que les effets bénéfiques ne peuvent être introduits que directement par les paramètres mécaniques du sol.

Les réseaux de micropieux sont généralement calculés selon l'une des deux hypothèses suivantes : le réseau se comporte comme un groupe, ainsi les méthodes de calculs sont analogues à celles des groupes ne tenant compte que de l'effet d'interaction mécanique simple entre les micropieux ; la deuxième hypothèse tient compte d'une manière très simplifiée de l'effet d'enserrement du sol entre les micropieux enchevêtrés, le sol et les micropieux étant considérés comme un bloc monolithique. Les méthodes de calculs basées sur cette dernière hypothèse, issue des observations expérimentales, sont empiriques.

Les présentes recherches ont été menées au CERMES (ENPC-LCPC) dans le cadre du projet national FOREVER¹, et portent sur l'étude du comportement des micropieux disposés en groupe ou en réseau. L'effet de l'inclinaison des micropieux dans un réseau est particulièrement étudié. Cette thèse fait suite aux travaux de recherches menés également au CERMES par Youssef (1994), Maléki (1995) et Perlo [Perlo et Frank, 1997; Perlo et al., 1998] sur le comportement des micropieux isolés ou en groupes.

Le mémoire présenté comporte trois parties. La première partie est consacrée à une étude bibliographique sur les micropieux. Un premier chapitre présente l'historique des micropieux, leur

¹ Projet national FOREVER (FOndations RENforcées VERTicalement), 1993-2001, opération du Réseau Génie Civil et Urbain (RGCU, DRAST, Ministère de l'Équipement)

classification et leurs domaines d'applications. Le deuxième chapitre de cette même partie résume les différentes méthodes de calculs existantes des micropieux (isolés, en groupes ou en réseaux) sous chargement vertical ou horizontal.

La deuxième partie est une analyse des essais expérimentaux, réalisés dans le cadre du projet national de recherche sur les micropieux (FOREVER). Cette partie comprend deux chapitres: le premier analyse les essais réalisés sur des groupes de micropieux, le deuxième interprète les essais relatifs à des réseaux. Ces essais ont été réalisés en vraie grandeur ou en modèle réduit (en centrifugeuse, en chambre d'étalonnage, en grande cuve expérimentale). L'influence de paramètres, tels l'espacement et le nombre de micropieux, sur la portance verticale des groupes ou des réseaux et sur leur comportement sous sollicitations horizontales, est ensuite étudiée.

Deux approches numériques sont utilisées dans la troisième partie: l'approche par la méthode des fonctions de transfert de charge (programme GOUPEG) et l'approche par la méthode des éléments finis (CESAR-LCPC).

Le programme de calcul de groupe GOUPEG (Degny et Romagny, 1989; Perlo et al., 1998) est développé pour étudier l'interaction pieu-sol-pieu d'un réseau général tridimensionnel. Ce programme GOUPEG est, par la suite, utilisé pour étudier le comportement d'un réseau élémentaire de 4 micropieux disposés en double chevalet, et soumis à des sollicitations verticales et horizontales (essais en vraie grandeur sur le site du CEBTP à Saint Rémy-lès-Chevreuse). Finalement, une étude paramétrique analyse l'effet de l'inclinaison des micropieux d'un réseau élémentaire, en double chevalet, sur le comportement global du réseau ainsi que sur le comportement élémentaire des micropieux.

Le dernier chapitre présente l'approche par la méthode des éléments finis. Le programme CESAR-LCPC est utilisé pour étudier le comportement tridimensionnel d'un réseau élémentaire en double chevalet sollicité verticalement en tête. L'étude présentée, contrairement à celle basée sur la méthode des fonctions de transfert de charge, permet de donner des résultats intéressants concernant le comportement du massif de sol entourant les micropieux et notamment le sol compris entre les micropieux.

Chapitre 1 : Les micropieux : classification et applications

Chapitre 1 : Les micropieux : classification et applications

1.1 – Introduction

Ce premier chapitre est consacré à la présentation de la technique des micropieux à travers un historique, une classification et une série d'exemples d'applications en France et à l'étranger.

L'historique du développement de ce système de fondations profondes met en valeur l'expansion de cette technique en Europe et dans le monde, depuis son invention en 1952 par l'ingénieur italien F. Lizzi jusqu'aux dernières recherches réalisées par le projet national FOREVER (2002) en France.

La classification des micropieux concerne les principales distinctions de types de micropieux reconnues en France, en Europe, et aux Etats Unis.

Les applications, citées dans le dernier paragraphe de ce chapitre, sont classées selon le domaine d'utilisation des micropieux. On y distingue : la reprise en sous œuvre, le renforcement des sols (stabilité des pentes ou de talus et protection des ouvrages souterrains lors des travaux d'excavation) et les fondations neuves.

1.2 – Bref historique

La technique des micropieux a été développée en 1952 par l'entreprise Fondedile sous la direction technique de F. Lizzi (1982a). Ces premiers pieux de petits diamètres ($B = 100$ mm) étaient forés et scellés au terrain par un mortier (figure 1.1). Ils ont été initialement utilisés en Italie pour les travaux de reprise en sous-œuvre de bâtiments anciens et étaient connus sous l'appellation de 'pieux racines' (ou "pali radice").

En l'espace d'un demi-siècle, la technique des micropieux est pratiquée à travers le monde et connue sous multiples termes locaux : pali radice ou micropali (en italien), pieux racines, pieux aiguilles, minipieux ou micropieux (en français), minipiles, micropiles, pin piles, root piles ou needle piles (en anglais), mikropfahl, verpresspfahle ou wurzelpfahle (en allemand) ou estaca raiz (en portugais).

L'essor de cette technique dans les années 50 en Italie résulte du besoin de la restauration des bâtiments historiques endommagés par la deuxième guerre mondiale. Les micropieux présentent ainsi une solution technique simple et avantageuse pour les travaux de reprise en sous-œuvre : la légèreté et le faible encombrement des matériels utilisés s'adaptent bien aux conditions d'intervention. En outre, leur mise en place n'entraîne que de faibles et minimales perturbations à l'équilibre de la structure, du sol et de l'environnement.

Le développement de ce système de fondations profondes découle de la diversité de ses applications et de ses multiples avantages. En effet, à la fin des années 50, la pratique des micropieux s'étend à la stabilisation des pentes, aux renforcements des sols et à la protection des ouvrages souterrains. Les micropieux y sont utilisés en réseaux enchevêtrés ("réseaux de pali

radice"). Au niveau technique, on observe l'apparition des micropieux injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées (Lizzi, 1982b).

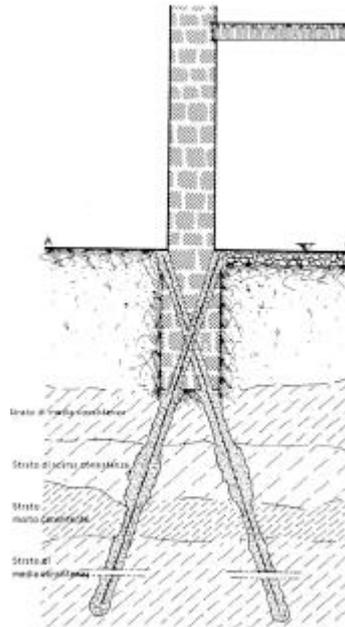


Figure 1.1 – Schéma typique de l'application des pieux racines (Lizzi, 1982b)

L'entreprise Fondedile introduit la technique du pieu racine en Grande Bretagne en 1962 pour la restauration des bâtiments anciens. En 1965, des micropieux similaires aux 'pieux racines' sont utilisés en Allemagne pour la réalisation des ouvrages souterrains en milieu urbain. Les pieux racines sont également utilisés lors de l'exécution des travaux du métro de Milan en Italie.

Les entrepreneurs européens commencent à développer leurs propres techniques au début des années 60. Leurs filiales mondiales participent, par la suite, à l'exportation de la technique vers les autres continents.

En France, la pratique des systèmes de fondations par micropieux concerne plusieurs domaines d'application. Si l'usage de cette technique est moins répandu en France qu'en Italie, les recherches menées en France, quant à elles, ont donné un élan à la maîtrise de cette technique sur une échelle internationale. Dès le début des années soixante, le développement de la mise en place des micropieux s'inspire de la méthode d'injection sélective du coulis des tirants d'ancrages. Cette nouvelle méthode d'injection de coulis acquiert aux micropieux une portance plus importante et une meilleure adaptation aux contraintes du sol.

Ce n'est qu'en 1973 que l'entreprise Fondedile introduit, en Amérique du Nord, le pieu racine pour l'exécution de travaux de reprise en sous-œuvre dans les villes de Boston et New York. Le premier réseau de 'pieux racines' est réalisé aux Etats-Unis en 1975 pour la stabilisation de la fondation d'une pile d'un pont sur l'autoroute 55 au Missouri. L'expansion de l'application de cette technique aux Etats-Unis débute vers le milieu des années 80.

Récemment, le Projet national de recherche sur les micropieux FOREVER (2002) a permis d'étudier plusieurs aspects du comportement des micropieux et constitue actuellement une importante base de données expérimentales et théoriques sur les micropieux.

1.3 – Définition et classification

1.3.1 Définition

Si le concept du "pali radice", développé par F. Lizzi, définit le pieu racine comme un pieu foré ayant un diamètre de 100 mm et rempli de mortier de ciment, la définition actuelle des micropieux varie selon les entrepreneurs et les pays.

La définition internationale des micropieux propose la même diversité de mise en place des micropieux : le forage est équipé d'armature et rempli, gravitairement ou à l'aide d'un tube plongeur, par du mortier de ciment ou par du coulis injecté à faible ou forte pression. En revanche, la définition du diamètre maximal d'un micropieu diverge entre les pays.

En France, on définit les micropieux comme étant des pieux ayant un diamètre inférieur à 250 mm (Fascicule 62 – Titre V, 1993).

En Belgique, la marge du diamètre des micropieux est plus étroite : un micropieu a un diamètre inférieur à 150 mm (Van Impe, 1997).

En Allemagne, l'appellation de micropieu est adoptée pour les pieux dont le diamètre est inférieur à 400 mm (Lizzi, 1982a).

En Italie, les diamètres des micropieux varient de 90 à 300 mm (Fiorotto, 2000).

Le projet de norme européenne sur les micropieux (CEN TC 288, 2002) considère un micropieu tout pieu ayant un diamètre extérieur inférieur à 300 mm pour les pieux mis en place sans refoulement du sol et à 150 mm pour les pieux mis en place avec refoulement du sol.

Aux Etats-Unis, les diamètres conventionnels sont inférieurs à 300 mm (Bruce et Juran, 1997).

1.3.2 Classification

La classification des micropieux diffère de celle des pieux. Cette dernière distingue deux catégories : les pieux refoulant et les pieux non refoulant. Cette distinction découle de la méthode de mise en place du pieu dans le sol. Dans la première catégorie, le sol est refoulé latéralement lors de l'installation du pieu : c'est le cas des pieux foncés, lancés, ou battus. Dans la deuxième catégorie, le sol existant est prélevé et remplacé par le pieu : c'est le cas des pieux forés ou moulés en place.

Le développement et la complexité technologique de la mise en place des micropieux lui ont valu une classification spéciale propre à leur méthode d'installation. Cette classification a évolué durant les deux dernières décennies avec l'apparition de nouvelles méthodes de mise en place.

Vingt années après l'apparition du 'pieu racine' en 1952, les entrepreneurs distinguent les pieux forés remplis de mortier de ciment et les micropieux injectés.

La première classification en France a été proposée par le D.T.U 13-2 (1978) qui définit deux types de micropieux et donne des dispositions constructives pour leur réalisation :

- micropieu de type I :

c'est un pieu foré tubé de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier au tube plongeur. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au-dessus du mortier est mis sous pression. Le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier. Ce type de micropieux n'est pratiquement pas utilisé pour les ouvrages d'art.

Les 'pieux racines' brevetés par Fondedile ont été les premiers micropieux de cette catégorie ;

- micropieu de type II :

c'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est le plus souvent 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. Les caractéristiques mécaniques de l'ancrage sont améliorées par l'injection sous pression d'un coulis de scellement.

Les documents techniques publiés dans les années 80 (Cadilhac, 1982; Cete – Setra, 1986) reprennent cette classification et citent les nouvelles méthodes de mise en place pratiquées par les entrepreneurs français, notamment en ce qui concerne la mise en place des micropieux par battage et par fonçage.

La classification actuelle reconnue en France date de 1991, et est donnée par l'additif modificatif n°2 au document technique unifié (D.T.U. 13-2 / Additif, 1991). Cette même classification est reprise par le Fascicule 62 – Titre V (1993) et par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Amar, 1993). Les micropieux y sont classés en 4 types, selon leur mode de mise en place :

- micropieu de type I :

le micropieu est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli de mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en le mettant sous pression au-dessus du mortier ;

- micropieu de type II :

ce micropieu 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. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage ;

- micropieu de type III :

c'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. L'injection est globale et unitaire (IGU). Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage ;

- micropieu de type IV :

c'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'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). Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le battage ou le fonçage.

Le document de recommandations et de synthèse du projet national FOREVER (2002) consacre un chapitre à la technique et à la pratique française actuelle. Ce document reprend cette classification et détaille quelques procédés dérivés de ces 4 types de mises en place. Ces nouveaux procédés, quoique non classés parmi les 4 types de micropieux, sont toutefois développés par les entrepreneurs pour répondre, au mieux, aux diverses conditions de terrains. Outre les types d'injection IGU et IRS, l'injection répétitive simultanée consiste à réaliser deux injections globales et successives. Deux autres types de micropieux ont été également développés: les micropieux avec une tige d'armature autoforeuse, et les micropieux réalisés au moyen d'un perforateur refoulant. Le premier chapitre de ce même document liste également les types d'armatures utilisées pour les micropieux en France, le type de liaison micropieu-structure, les accessoires et les dispositifs courants pour la protection contre la corrosion.

Le projet de norme européenne (CEN TC 288, 2002) relatif à l'exécution des micropieux donne une classification *informative* sur les méthodes de mise en place des micropieux, distinguant deux catégories principales : les micropieux foncés et les micropieux forés. Cette distinction est comparable à celle des pieux : refoulants (foncés) ou non refoulants (forés). Les tableaux A-1.1 et A-1.2 de l'annexe A-1 donnent ces classifications respectives des micropieux forés et foncés.

Aux Etats-Unis, aucune classification officielle des micropieux n'était reconnue avant 1997. La direction générale des autoroutes américaine (FHWA) établit un rapport général sur les micropieux et aboutit à deux classifications proposées par Bruce et al. (1995) et officialisées deux ans plus tard par Bruce et Juran (1997). La première classification est basée sur le mode de comportement des

micropieux et s'adresse aux projeteurs. La deuxième classification, quant à elle, concerne la méthode de mise en place des micropieux et n'est autre qu'une reprise détaillée des quatre types de la classification française. Cette dernière classification s'adresse essentiellement aux entrepreneurs. Ces deux classifications sont présentées dans l'Annexe A2.

1.4 – Comportement

Les 'pieux racines', utilisés par F. Lizzi dès 1952, ont un petit diamètre de 100 mm. Forés et remplis gravitairement par du mortier, les 'pali radice' fournissent une portance, essentiellement par frottement axial allant jusqu'à 400 kN. Ces premiers pieux, utilisés pour les travaux de reprise en sous-œuvre, assurent une bonne adhérence entre la structure et le sol. La stabilité fournie par ce système de fondation est comparable à celle assurée par les racines d'un arbre. D'où l'appellation de pieu racine (ou 'pali radice').

Le développement constant de la technique de mise en œuvre des micropieux leur a permis d'assurer des portances importantes. Des essais de chargement axial de micropieux, réalisés sur la base de l'armée de l'air de Vandenberg (Californie, Etats-Unis), par exemple, ont permis de relever une portance axiale de 4500 kN (Bruce D. et Juran I., 1997).

Les fortes portances atteintes sont essentiellement dues à l'armature des micropieux et une forte adhérence entre le micropieu et le sol. Pour atteindre des portances élevées, les entrepreneurs ont recours à des profilés métalliques comme armatures et à une mise en place par injection de coulis sous forte pression. Ces micropieux transmettent les charges des superstructures vers les couches profondes (ou les substratums). Si le 'micropieu racine' assurait une portance essentiellement par frottement latéral, on note que dans le cas des micropieux avec une armature en profilés métalliques la portance est assurée, en partie, par les efforts développés en pointe.

1.5 – Applications

Dès leur création en 1952, les micropieux ont connu un vaste domaine d'application. Le 'pali radice', conçu initialement pour les travaux de reprise en sous-œuvre, est également utilisé en groupes ou en réseaux (simples ou enchevêtrés) le renforcement des sols : stabilisation des pentes et des talus, protection des ouvrages souterrains lors des travaux d'excavations, ainsi que pour les fondations neuves de bâtiments.

Une étude statistique réalisée par Van Impe (1997) montre qu'en 1997 l'utilisation des micropieux (ayant un diamètre inférieur à 150 mm) constituait 6% du marché international des pieux. En Europe, ce même rapport est de 7%. Le tableau A3-1 de l'annexe A3 donne les critères de choix entre les différents types de pieux, tels qu'ils sont proposés par l'entreprise Franki.

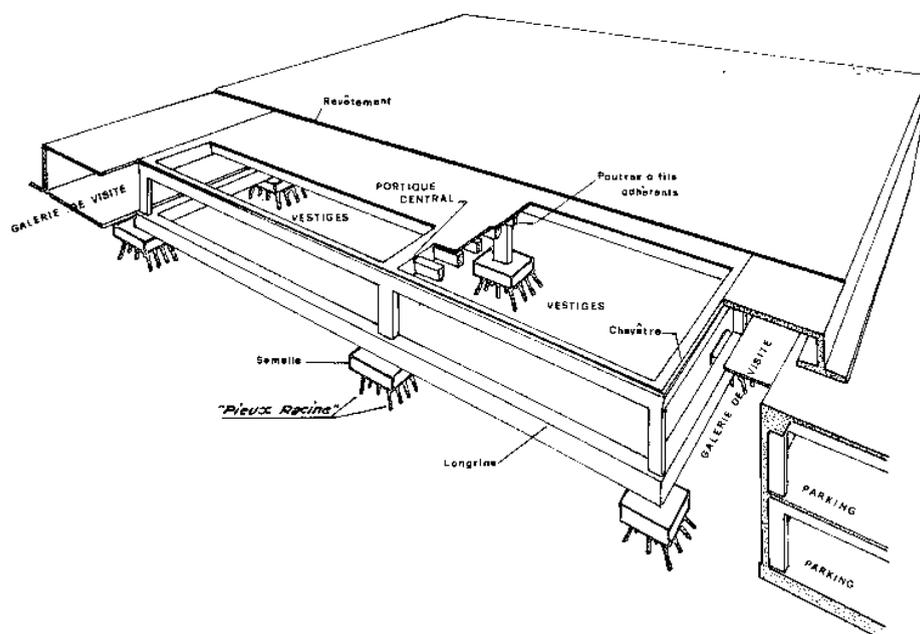
On présente, dans ce paragraphe, quelques exemples des applications historiques ou récentes des micropieux dans les différents domaines.

1.5.1 Reprise en sous-œuvre et confortement de bâtiments anciens

Le recours aux micropieux pour la reprise en sous-œuvre correspond bien aux exigences de cette application, à savoir une reprise partielle ou totale de la charge de la structure et une limitation des tassements.

Dans le cas des reprises en sous-œuvre, on a généralement recours à des micropieux du type I (ou pieu racine) ou du type II dont la mise en place ne génère que de faibles perturbations à l'équilibre de la structure. Les micropieux, dont le ferrailage est constitué de profilés métalliques, ont une meilleure portance mais qui n'est mobilisée que pour de grands déplacements. Cette caractéristique réduit tout intérêt de les utiliser pour la reprise en sous œuvre.

En France, les micropieux ont été utilisés pour le confortement des fondations de la cathédrale de Notre Dame de Paris par l'entreprise Fondedile (Lizzi, 1982b).



231

Figure 1.2 – Confortement des fondations de la cathédrale de Notre Dame de Paris (Lizzi, 1982b).

Les travaux de rénovations de la gare du quai d'Orsay, transformée en musée, ont eu également recours aux micropieux.

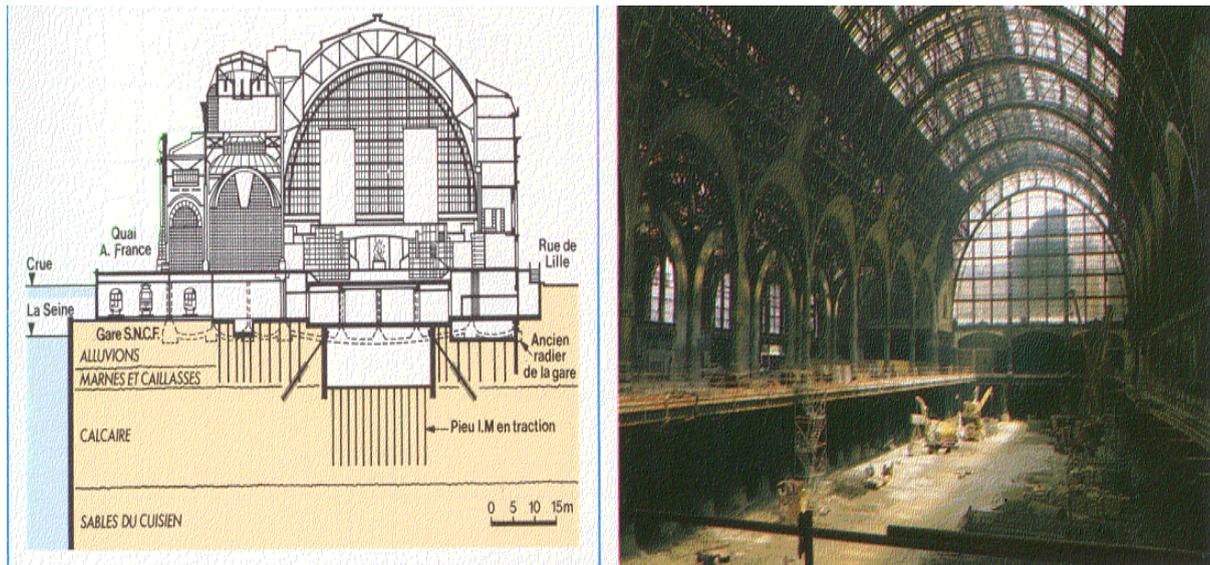


Figure 1.3 – Rénovation de la gare du quai d'Orsay transformée en Musée (SOLETANCHE).

Pour la reconstruction du pont Saint-Louis à Paris (figure 1.4), les murs et les piles du pont ont été renforcées par des micropieux par l'entreprise Fondedile.

La construction d'un hôtel de 6 étages dans le centre ville historique de Barcelone exige la mise en place d'un système de fondation complexe à travers des ouvrages souterrains existants (Alonso et Casanova, 1991). Le recours à un système de fondations par micropieux a été adopté (figure 1.5).

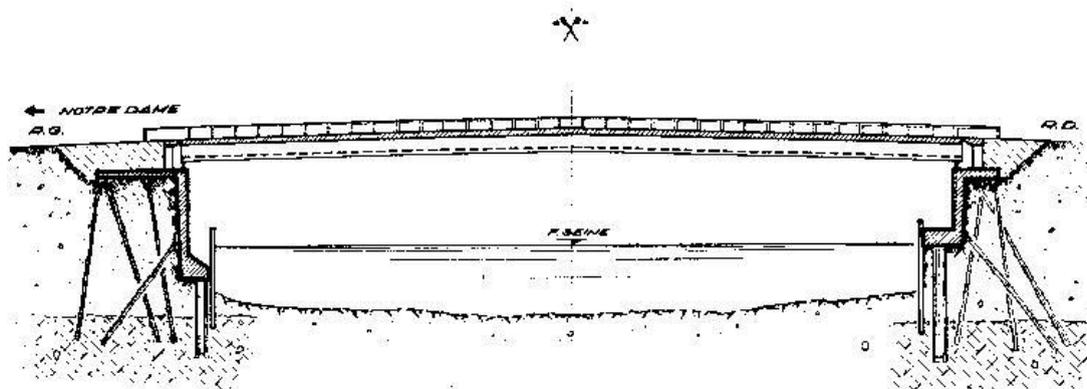


Figure 1.4 – Confortement des piles du pont Saint-Louis à Paris (Lizzi, 1982b).

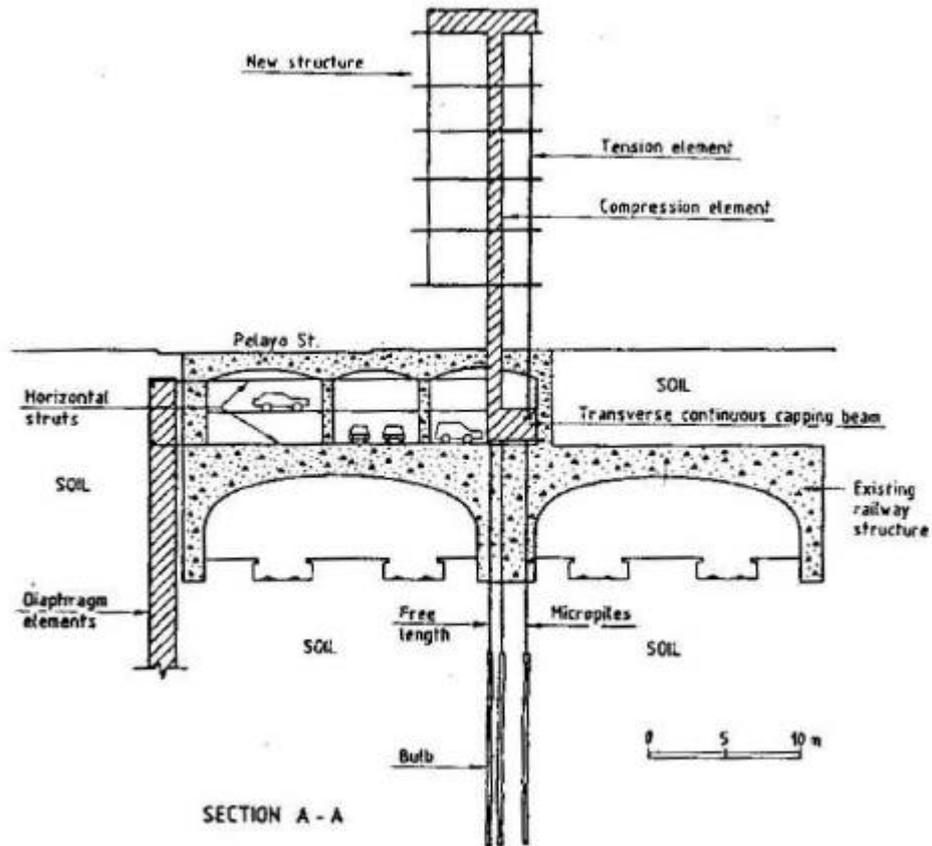


Figure 1.5 – Schéma d'une section du projet de construction d'un immeuble sur ouvrages existants (Lizzi, 1982b).

La reprise en sous-cœuvre et la consolidation de la tour inclinée Al-Hadba (XII^{ème} siècle) à Mosul en Irak fut réalisée par un système de micropieux enchevêtrés (figure 1.6) par l'entreprise Fondedile.

Mentionnons également le confortement par micropieux de 4 piles du pont de pierre de Bordeaux, qui est analysé dans le chapitre 3 de cette thèse.

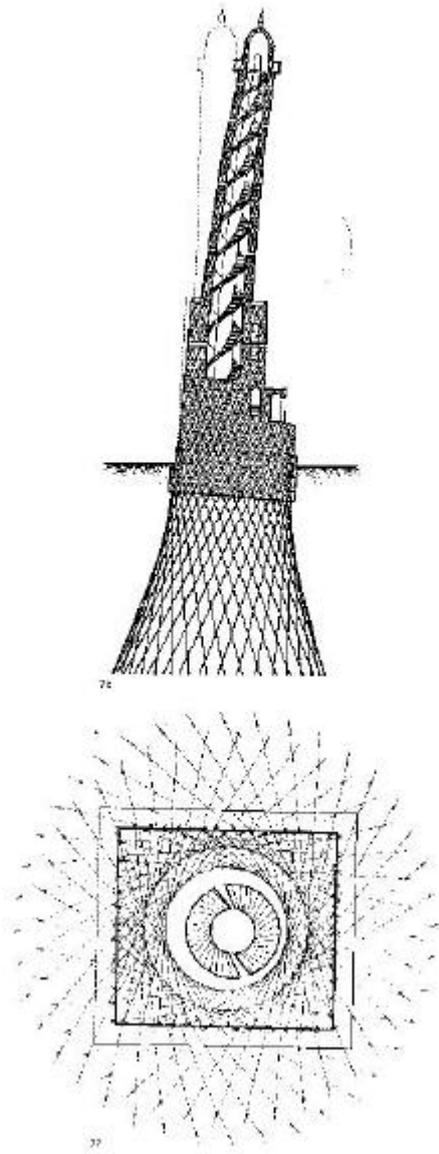


Figure 1.6 – Reprise en sous œuvre de la tour Al-Hadba en Irak (Lizzi, 1982b).

1.5.2 Renforcement des sols

Selon les résultats des statistiques réalisés par Van Impe (1997), le renforcement des sols par micropieux occupe 9% du marché international du renforcement. On y distingue la stabilité des pentes ou des talus, et la protection des ouvrages souterrains lors des excavations.

1.5.2.1 Stabilisation des pentes et des talus

Mis en place en groupe, en chevalet ou en réseau enchevêtré, les micropieux ont été utilisés pour plusieurs projets de stabilisation de pentes.

La figure 1.7 montre quelques cas de stabilisation de pentes par micropieux.

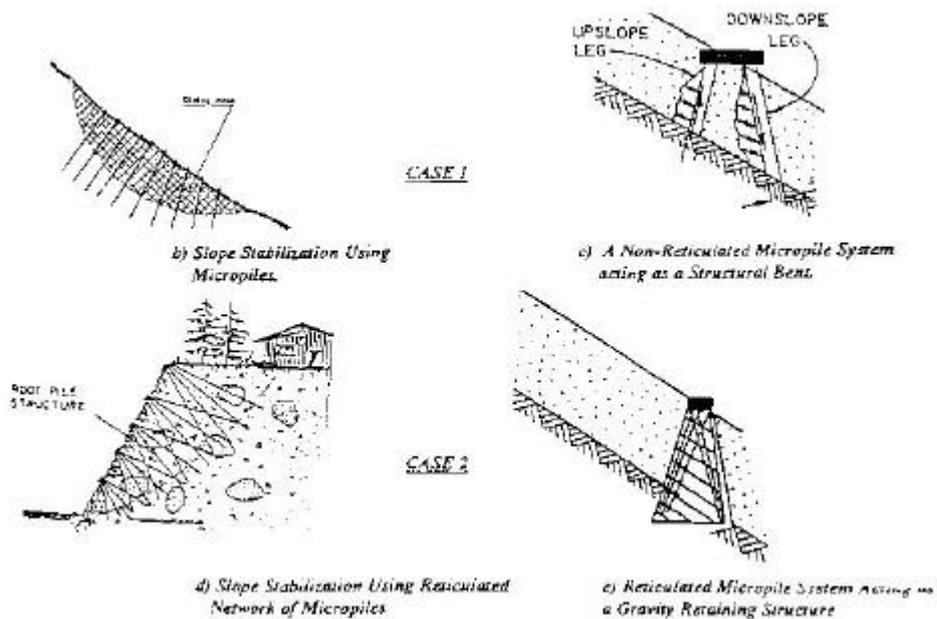


Figure 1.7 – Quelques cas de stabilisation de pentes par micropieux (Juran et al., 1997)

La stabilisation des glissements de talus par des réseaux simples de micropieux (en chevalets) est répandue aux Etats-Unis. La figure 8 montre une application pour la stabilisation d'une pente sur l'autoroute 26/89 dans le Wyoming (Wolosick et al., 1998).

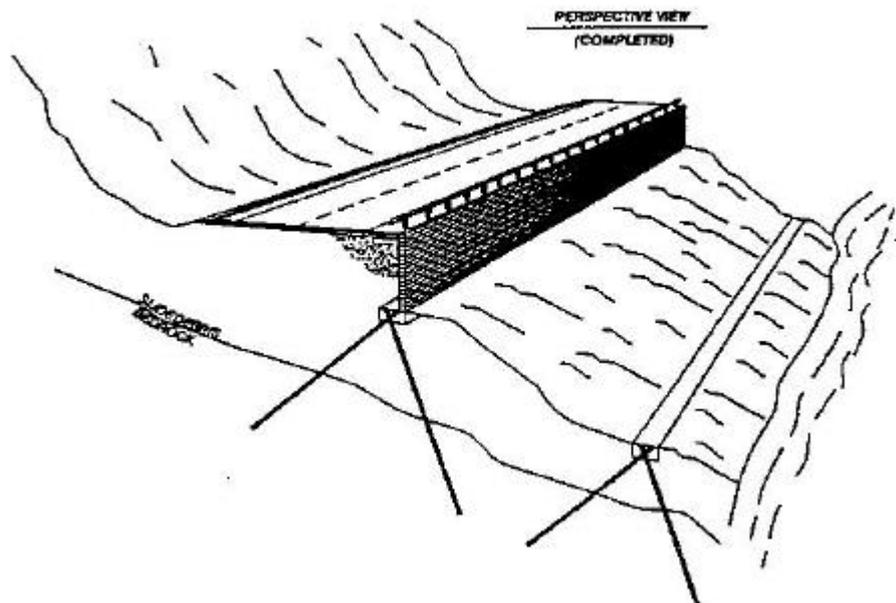


Figure 1.8 – Schéma du système de stabilisation de la pente par micropieux.

Un chantier de stabilisation de talus à Littleville (Etats-Unis) a été réalisé dans le cadre du Projet national FOREVER. L'analyse de ce cas est présentée dans le chapitre 4 de cette thèse.

1.5.2.2 Protection des ouvrages souterrains lors des travaux d'excavation

Les figures 1.9 et 1.10 montrent des schémas de renforcement du sol autour d'un tunnel.

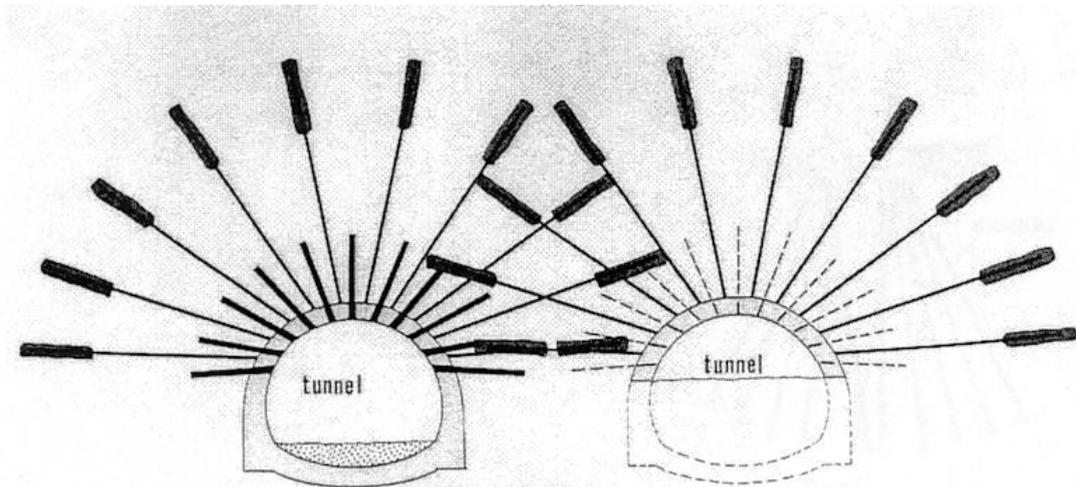


Figure 1.9 – Schéma de renforcement de l'arche d'un tunnel (Fiorotto, 2000).

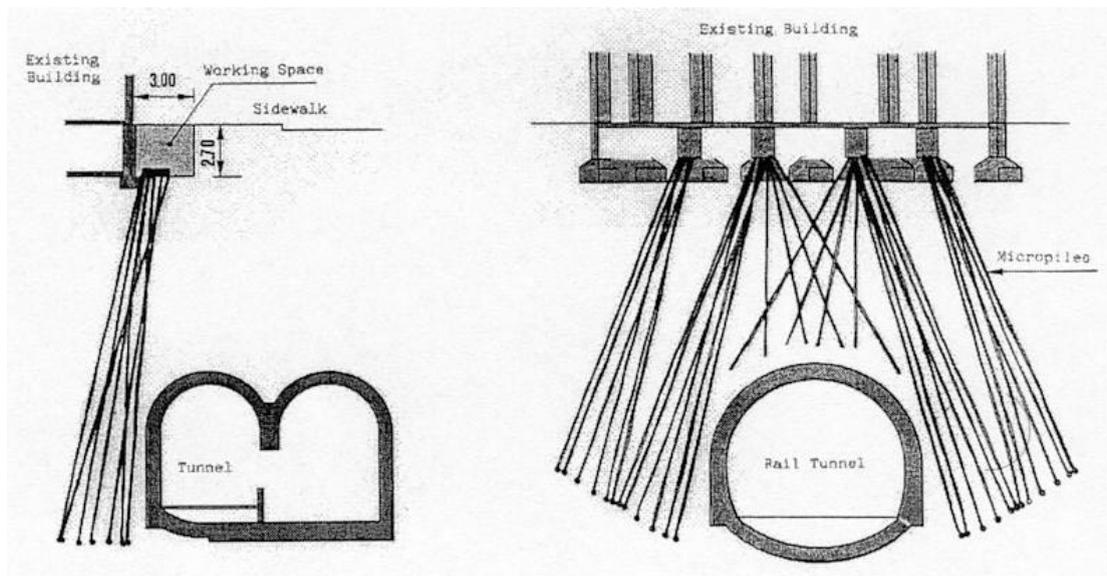


Figure 1.10 – Schéma du système de stabilisation de la pente par micropieux (Fiorotto, 2000).

1.5.4 Fondations neuves de bâtiments et d'ouvrages d'art

L'utilisation des micropieux comme fondations pour constructions et ouvrages neufs est parfois aussi pratiquée. En France, quelques applications ont été réalisées.

Les essais de chargement d'un chevalet de micropieux, utilisé comme système de fondations pour un mur antibruit sur l'autoroute A4 à Saint-Maurice (Borel, 2000), sont analysés dans le chapitre 4.

La figure 1.11 donne un aperçu d'un site complexe à Marseille, où une solution de fondation (pour une tour de trente étages) par radier général avec injection, ou celle par gros pieux, ont été écartés au profit d'une solution par micropieux.

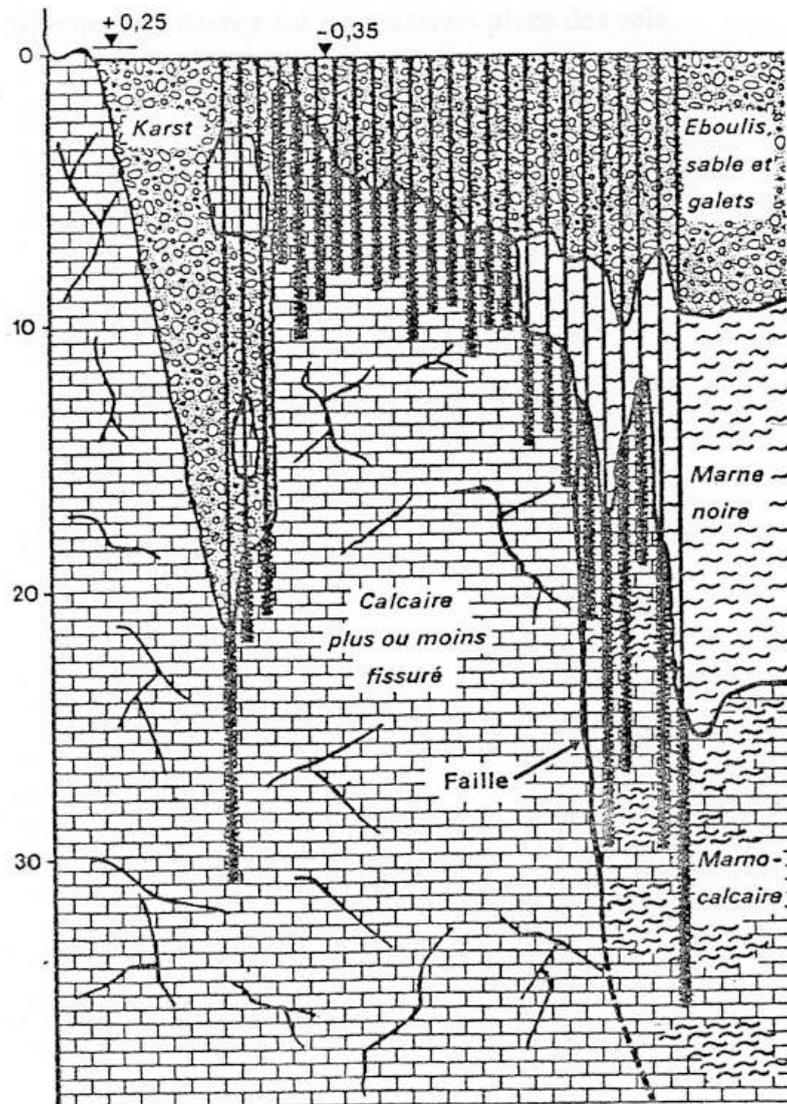


Figure 1.11 – Coupe géologique du terrain de fondation (Document SOLETANCHE, 1980)

Chapitre 2 : Méthodes de calcul et d'études

Chapitre 2 : Méthodes de calcul et d'études

2.1 – Introduction

Les méthodes de calcul des micropieux sont utilisées pour le dimensionnement des micropieux ou pour faire des recherches. Ces méthodes sont variées, mais on peut toutefois les classer en deux catégories:

- l'approche numérique : méthodes des éléments finis, méthode des fonctions de transfert de charge (courbes 'p-y', 't-z' et 'q-z') et la méthode des équations intégrales ;
- l'approche par les méthodes simplifiées : les méthodes empiriques, les méthodes des modèles équivalents, et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité.

Ces méthodes simplifiées sont validées elles-mêmes par des méthodes numériques et la confrontation avec l'expérimentation.

La figure 2.1 schématise le lien entre les différentes approches d'étude du comportement des micropieux.

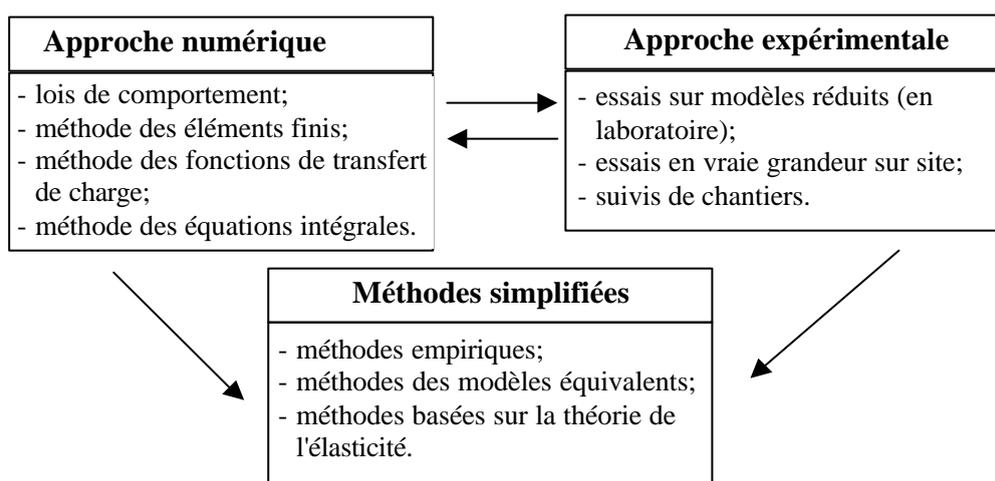


Figure 2.1 – Schéma représentant les liens entre les différentes approches d'étude du comportement des micropieux.

Les principales méthodes de calculs des micropieux isolés, en groupes ou en réseaux sont citées dans ce chapitre. On y distinguera, pour chacun de ces trois cas, leurs comportements sous chargements vertical et horizontal.

Il est important de signaler que la plupart des méthodes de calculs adoptées pour les micropieux, ont été développées, à l'origine, pour les pieux. On précisera, éventuellement, s'il s'agit d'une méthode de calcul propre aux micropieux.

Le cas du chargement statique (vertical ou horizontal) des micropieux, est uniquement traité dans ce chapitre et dans les chapitres qui suivent. On notera, toutefois, que le comportement des micropieux (isolés, en groupes ou en réseaux) sous chargement sismique fait l'objet de plusieurs recherches. Parmi les recherches récentes, citons celles menées dans le cadre de FOREVER, en France (Ousta,

1998; Shahrour et al., 2001 ; et FOREVER, 2002), et aux Etats-Unis (Benslimane, 1998; Juran et al., 2001).

2.2 – Micropieu isolé

2.2.1 Chargement axial

Les différentes méthodes de calcul des pieux (ou micropieux) isolés soumis à un chargement axial permettent de déterminer les sollicitations internes le long du pieu, d'évaluer son tassement ou sa portance.

2.2.1.1 Les méthodes numériques

2.2.1.1.1 Méthode des éléments finis

Les applications de cette méthode pour le calcul des pieux sont relativement rares (si on les compare aux autres méthodes). Cet outil permet, toutefois, de modéliser le chargement des pieux ainsi que leur mise en place dans le sol par forage ou par battage (Mestat, 1998).

Ellison et al.(1971) ont, parmi les premiers, utilisé une analyse axisymétrique par éléments finis pour étudier le comportement de pieux isolés sous charge axiale.

Frank, Guenot et Humbert (1980) utilisent la méthode des éléments finis pour modéliser des essais de chargement axial de pieux en vraie grandeur (CRAN et PLANCOET). Le sol est considéré comme élastique linéaire isotrope. L'interaction sol-pieu est modélisée par des éléments de contacts.

Trochanis et al. (1991a et 1991b) ont étudié l'effet d'un modèle non linéaire du sol sur le comportement de pieux isolés (et de groupe de deux pieux) par un calcul élasto-plastique tridimensionnel.

De Gennaro (1999) utilise la méthode des éléments finis pour étudier le comportement d'interface entre un milieu granulaire et une structure métallique rugueuse. Cette étude a été réalisée dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité.

Dans le cadre du Projet national FOREVER, l'influence de l'inclinaison d'un micropieu isolé sur son comportement sous un chargement axial (ou horizontal) a fait l'objet d'une étude par éléments finis en déformation plane, par Shahrour et Ata (1994).

2.2.1.1.2 Méthode des fonctions de transfert de charge

Le principe de cette méthode consiste à modéliser le sol par un nombre de ressorts indépendants répartis le long du fût du pieu ainsi que sous sa base (modèle de Winkler / méthode du module de réaction).

Le module des courbes de mobilisations ('t-z' pour le frottement axial et 'q-z' pour la réaction en pointe) de ces ressorts sont définis à partir d'essais divers, notamment les essais pressiométriques, le CPT, ou le SPT, ou à partir de lois de comportement.

Méthodes basées sur les essais pressiométriques

On distingue les méthodes basées sur le pressiomètre Ménard et celles basées sur le pressiomètre autoforeur (PAF).

Pressiomètre Ménard

Le tableau 2.1 donne les pentes des courbes de mobilisation, du frottement axial, B, et de la pointe, R, proposées par Gambin (1963) et Frank et Zhao (1982).

Tableau 2.1 – Pentes des courbes de mobilisation déterminées à partir du module E_M .

	Gambin	Frank et Zhao
Frottement axial	$B = \frac{t}{z} = \frac{E_M}{Cr_0} \text{ pour } r_0 < 0,3 \text{ m}$ $B = \frac{t}{z} = \frac{E_M}{Cr_f} \left(\frac{r_f}{r_0} \right)^a \text{ pour } r_0 > 0,3 \text{ m}$	$B = \frac{t}{z} = \frac{E_M}{r_0} \text{ sols fins et roches tendres}$ $B = \frac{t}{z} = 0,4 \frac{E_M}{r_0} \text{ sols granulaires}$
Réaction en pointe	$R = \frac{q}{z} = \frac{2E_M}{r_0} \text{ pour } r_0 < 0,3 \text{ m}$ $R = \frac{q}{z} = \frac{2E_M}{r_f} \left(\frac{r_f}{r_0} \right)^a \text{ pour } r_0 > 0,3 \text{ m}$	$R = \frac{q}{z} = 11 E_M \text{ sols fins et roches tendres}$ $R = \frac{q}{z} = 4,8 E_M \text{ sols granulaires}$

- Où
- E_M est le module pressiométrique Ménard;
 - r_0 est le rayon du pieu;
 - C un facteur fonction de l'élançement du pieu et de son mode de mise en place;
 - a un coefficient rhéologique;
 - $r_f = 0,3 \text{ m}$;

Pressiomètre autoforeur (PAF)

Baguelin, Frank et Jezequel (1982) proposent une méthode de construction de la courbe de frottement axial t-z à partir de la courbe de cisaillement du sol obtenue par le pressiomètre autoforeur.

La figure 2.2 schématise le principe de cette méthode (notations : $f = t$ et $v = z$).

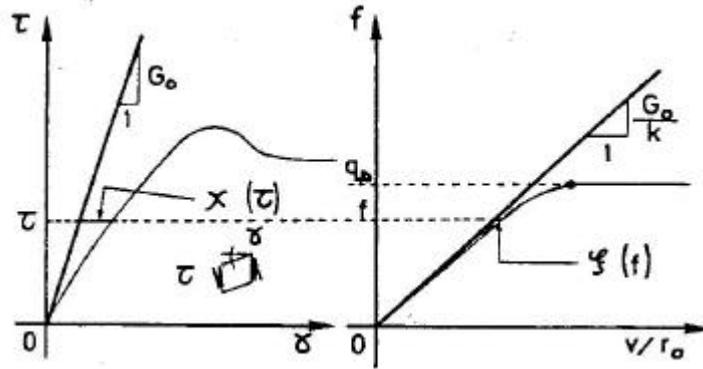


Figure 2.2 – Construction de la courbe de frottement axial t-z à partir de la courbe de cisaillement du sol.

Méthodes basées sur les lois de comportement (mathématiques), ainsi que des essais CPT et SPT

Hirayama (1990) propose une méthode de construction des courbes t-z et q-z à partir de lois hyperboliques:

$$t = \frac{z}{a_f + b_f z}$$

$$q = \frac{z_e}{a_e + b_e z_e}$$

où a_f , b_f , a_e , b_e sont des constantes fonctions de q_s ou de q_l , déterminés à partir des essais CPT et SPT ou à partir des méthodes classiques.

Le tracé de ces courbes est présenté sur la figure 2.3. (notation : $f = t$).

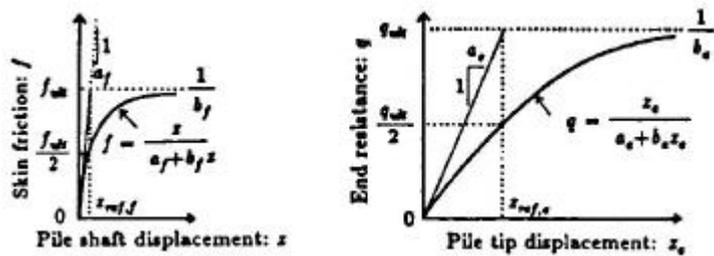


Figure 2.3 – Tracé des courbes t-z et q-z à partir des lois hyperboliques.

Les constantes a_f , b_f , a_e , b_e sont déterminées à partir des équations suivantes :

$$b_f = 1 / q_s \quad \text{et} \quad b_e = 1 / q_l$$

$$a_f = z_{ref,f} / q_s \quad \text{et} \quad a_e = z_{ref,e} / q_l$$

- $z_{ref,f}$ est le déplacement pour lequel la moitié de q_s (f_{ult}) est mobilisée;
- $z_{ref,e}$ est le déplacement pour lequel la moitié de q_l (q_{ult}) est mobilisée.

2.2.1.2 Les méthodes simplifiées

2.2.1.2.1 Méthode du continuum élastique

Poulos et Davis (1990) proposent une méthode simplifiée basée sur la théorie de l'élasticité du sol. Cette méthode considère le sol comme un massif semi-infini homogène, élastique linéaire, et isotrope.

Les auteurs donnent une série d'abaques et d'équations permettant d'évaluer les valeurs du frottement axial P_s et de l'effort en pointe P_b , et d'estimer le tassement d'un pieu soumis à une charge axiale P .

Ainsi le frottement axial et la réaction en pointe sont donnés par les équations suivantes:

$$\begin{aligned}P_b &= \beta P \\ P_s &= P(1-\beta)\end{aligned}$$

avec

$$\begin{aligned}\beta &= \beta_0 C_K C_v && \text{pour le cas d'un pieu flottant;} \\ \beta &= \beta_0 C_K C_b C_v && \text{pour le cas d'un pieu résistant en pointe.}\end{aligned}$$

où

β_0 est la proportion de la charge reprise par la pointe d'un pieu flottant, incompressible, dans un milieu semi-infini homogène ayant un coefficient de Poisson $\nu = 0,5$;
 C_K est un coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu;
 C_v est un coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson;
 C_b est un coefficient correcteur pour la rigidité du substratum.

Le tassement en tête du pieu est donné par:

$$r = \frac{PI}{E_s d}$$

avec

$$\begin{aligned}I &= I_0 R_K R_h R_v && \text{pour le cas d'un pieu flottant;} \\ I &= I_0 R_K R_b R_v && \text{pour le cas d'un pieu résistant en pointe.}\end{aligned}$$

où

I_0 est un coefficient d'influence pour un pieu flottant, incompressible, dans un milieu semi-infini homogène ayant un coefficient de Poisson $\nu = 0,5$;
 R_K est un coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu;
 R_h est un coefficient correcteur pour la profondeur du substratum;
 R_v est un coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson;
 R_b est un coefficient correcteur pour la rigidité du substratum.

Les valeurs des différents coefficients C_K , C_v , C_b , R_K , R_h , R_v et R_b sont données dans l'annexe A4.

2.2.1.2.2 Méthode d'analogie hydromécanique

Georgiadis et Anagnostopoulos (1997), proposent une méthode d'estimation du tassement d'un pieu utilisé pour les reprises en sous-œuvre.

La distribution de la charge V (d'une structure) sur l'ancienne fondation et le pieu mis en place pour la reprise en sous-œuvre, est schématisée sur la figure 2.4 par des modèles d'analogies hydromécaniques.

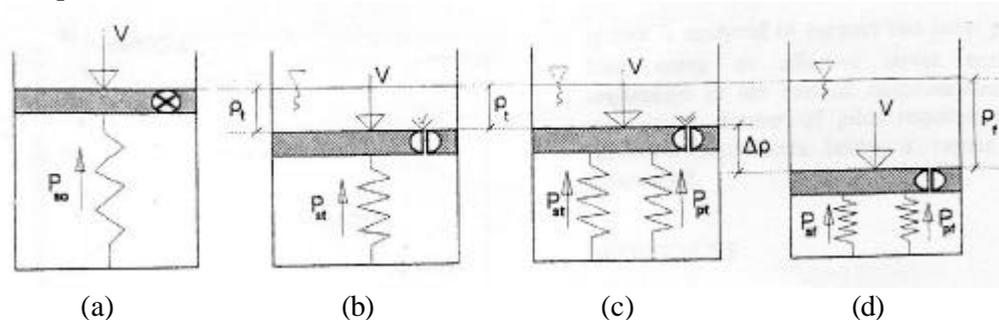


Figure 2.4 – Analogie hydromécanique schématisant la mise en place d'un pieu.

Le sol est représenté par un ressort reprenant une force P_{st} (ou P_{s0} avant la mise en place du pieu : figure 2.4 (a)). L'installation du pieu est assimilée à une dissipation de la pression interstitielle u_t qui génère un tassement ρ_t (figure 2.4 (b)).

Ainsi
$$V = P_{st} + u_t \cdot A$$

A étant la section du piston

Le pieu est également représenté par un ressort reprenant une force P_{pt} (figure 2.4 (c)). La reprise partielle de la charge de la structure par le pieu est représentée par la figure 2.4 (d) et l'équation suivante:

$$V = P_{sf} + P_{pf} = K_s (\rho_t + \Delta\rho) + K_p \cdot \Delta\rho = P_{st} + (K_s + K_p) \Delta\rho$$

avec

- K_s la rigidité du ressort modélisant le sol;
- K_p la rigidité du ressort modélisant le pieu.

D'où on peut déterminer le tassement additionnel résultant de la mise en place du pieu par l'équation :

$$\Delta\rho = u_t \cdot A / (K_s + K_p)$$

2.2.2 Chargement transversal

2.2.2.1 Les méthodes numériques

2.2.2.1.1 Méthode des éléments finis

Baguelin, Carayannacou-Trézos et Frank (1979) étudient l'effet de la forme et les effets tridimensionnels sur le comportement des pieux sous charge horizontale. La méthode des éléments-finis en déformation plane est utilisée pour étudier le comportement de sections de pieux qui se déplacent dans un plan horizontal. Une méthode de construction des courbes de réaction pour le cas des barrettes est ainsi proposée. La variation du module de réaction avec la profondeur est également étudiée.

Lane et Griffiths (1988) utilisent une approche en déformation plane par éléments finis pour étudier le cas d'un pieu isolé, de section circulaire, soumis à une charge horizontale en tête et en déduisent la charge limite obtenue pour un sol pulvérulent et deux types d'interfaces : lisse et rugueuse. Le tableau suivant donne les résultats obtenus :

Tableau 2.2 – Charges limites obtenues par Lane et Griffiths.

Angle de frottement interne	Interface rugueuse	Interface lisse
0°	12,5 B c'	9,5 B c'
10°	14 B c'	10 B c'
20°	17 B c'	12 B c'
30°	23,5 B c'	14,8 B c'

2.2.2.1.2 Méthode des fonctions de transfert de charge

Cette méthode est la plus pratiquée pour le calcul des pieux chargés horizontalement.

Matlock and Reese (1960), Ménard (1962) et Davidson (1970), présentent une méthode de résolution très générale, et dégagent les paramètres essentiels intervenant dans le comportement des pieux soumis à une charge horizontale, notamment la définition du module des courbes de réaction (figure 2.5).

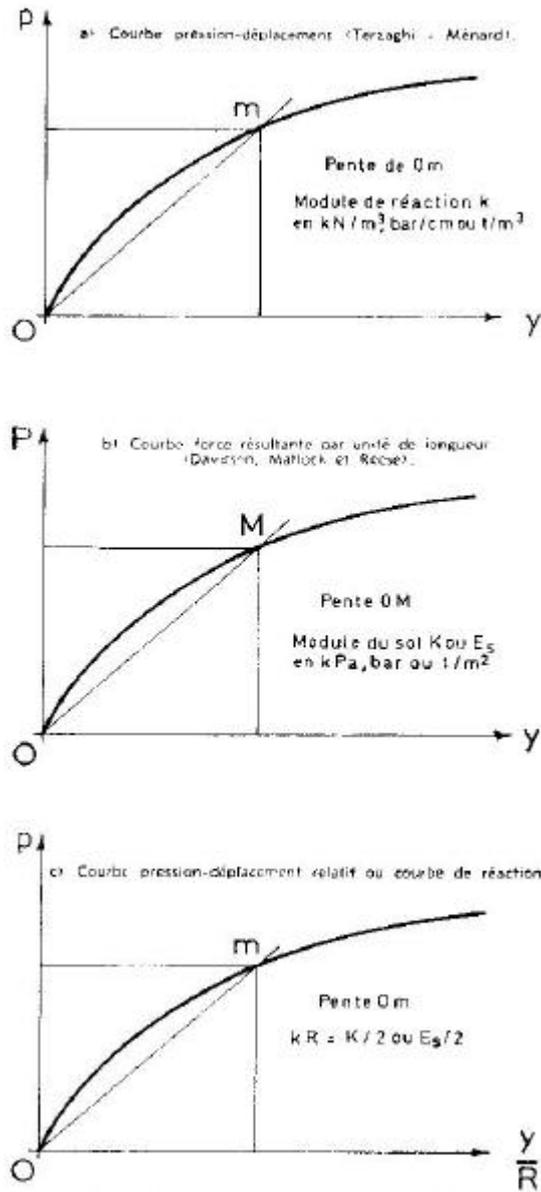


Fig. 2 - Diagrammes de réaction et modules.

Figure 2.5 – Courbes de réaction et modules

Méthodes basées sur les essais pressiométriques

La détermination des courbes de réaction à partir des essais pressiométriques est présentée d'une façon exhaustive et détaillée dans les études bibliographiques des thèses respectives de Hadjadji (1993), Maléki (1995) et Remaud (1999). Cette méthode est également présentée dans le Fascicule 62 – titre V (1993).

Le Fascicule 62 - Titre V propose des courbes de réactions sous la forme d'une fonction linéaire par morceaux ayant comme paramètres la pression de fluage p_f comme contrainte limite admise et le module de réaction égal à $2 \times E_s$ pour des sollicitations de courte durée en tête dominantes, et à E_s pour des sollicitations de longue durée:

$$E_s = E_M \frac{18}{4(2.65)^a + 3a} \quad (\text{pour } B \leq 0,6 \text{ m})$$

$$E_s = E_M \frac{18}{4 \left(2.65 \frac{B}{B_0} \right)^a \frac{B_0}{B} + 3a} \quad (\text{pour } B \geq 0,6 \text{ m})$$

avec E_M le module pressiométrique Ménard
 α le coefficient rhéologique du sol
 B le diamètre du micropieu

Pour les couches superficielles ($z \leq z_c$), le module de réaction du sol et la valeur du palier de la courbe de réaction sont minorés. La profondeur z_c est définie par le Fascicule 62 comme étant égale à $4 B$ pour les sols frottants.

Ainsi pour $z < z_c$ le palier de la courbe de réaction et le module de réaction sont réduits en les multipliant par le rapport $0,5 (1 + z/z_c)$.

Méthodes basées sur des mesures d'essai de chargement

Reese et Cox (1969) proposent une méthode de détermination des courbes de réaction (p-y) à partir de mesures sur site. Selon les auteurs, les mesures et données suivantes sont suffisantes pour tracer les courbes "p-y" : caractéristiques mécaniques du pieu, valeur et point d'application de la charge horizontale, déformée et rotation de la tête du pieu. Ainsi aucune instrumentation du pieu n'est nécessaire le long de sa partie enfouie dans le sol. Les auteurs admettent que le module de réaction du sol est une fonction de la profondeur:

$$E_s = k.z^n$$

avec k une constante, z la profondeur, et n une fonction de la nature du sol et qui est toujours inférieure à 3.

Briaud (1997) utilise également des résultats d'essai de chargement pour trouver la relation entre le module de la courbe de réaction et le module pressiométrique.

2.2.2.1.3 Méthode mixte

Méthode des fonctions de transfert de charge et méthode des éléments finis

Bransby (1999) utilise la méthode des éléments finis, en déformation plane, pour déterminer les courbes de réactions p-y pour des pieux infiniment longs dans un sol non drainé. Les résultats de cette méthode ont été comparés à ceux d'un calcul tridimensionnel par éléments finis d'un pieu isolé sous chargement horizontal. La figure 2.6 montre les courbes de déplacement et du moment le long du pieu, déterminées selon les deux méthodes.

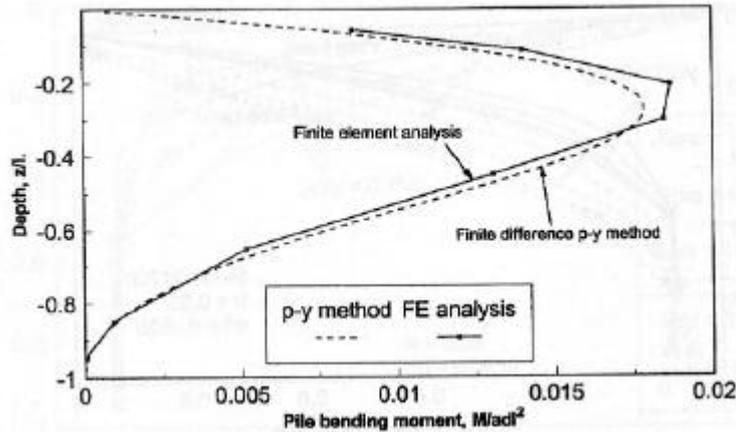


Figure 2.6 – Courbes de déplacement et du moment fléchissant le long du pieu chargé horizontalement en tête.

Brown et Kumar (1989) déterminent les courbes de réactions (p-y) en les déduisant du moment fléchissant résultant d'un calcul tridimensionnel par éléments finis.

2.2.2.2 Les méthodes simplifiées

2.2.2.2.1 Méthode empirique

Les méthodes de calcul empiriques des pieux sous charges horizontales concernent la détermination de paramètres pour d'autres méthodes de calcul (tel le module de la courbe de réaction pour la méthode de transfert de charge).

Bowles (1996) propose une méthode empirique pour la détermination du module de réaction (k_s).

2.2.2.2.2 Méthode du continuum élastique

Cette méthode est développée par Poulos (1971a, 1971b et 1972). Le pieu y est assimilé à une plaque mince dans un milieu élastique. Banerjee et Davies (1978) donnent également des solutions pour le comportement d'une plaque mince, rigide et verticale, dans un continuum élastique.

Poulos et Davis (1990) proposent les solutions, sous forme d'abaques, pour le cas des pieux sous charge horizontale. Ces solutions s'appliquent pour le cas d'un pieu 'flottant' soumis à une charge horizontale en tête et appliquée à une distance e du niveau du sol. Le sol caractérisé par son module de Young E_s et une pression limite p_y . et un coefficient de Poisson de 0,5.

Selon les auteurs, le déplacement de la tête du pieu (au niveau de la surface du sol) et la rotation en tête sont donnés par les équations:

$$\mathbf{r} = \frac{H}{E_s L} \left(I_{rH} + \frac{e}{L} I_{rM} \right) / F_r$$

$$\mathbf{q} = \frac{H}{E_s L^2} \left(I_{qH} + \frac{e}{L} I_{qM} \right) / F_q$$

avec

- I_{pH}, I_{pM} facteurs élastiques d'influence du déplacement induit par la force horizontale H et au moment M, respectivement, pour un module constant du sol.
- $I_{\theta H}, I_{\theta M}$ facteurs élastiques d'influence de la rotation induite par la force horizontale H et au moment M, respectivement, pour un module constant du sol. On notera que $I_{pM} = I_{\theta H}$ (pour raison de réciprocité).
- F_p facteur de déformation plastique: rapport du déplacement élastique du pieu sur le déplacement plastique limite, pour un module E_s et une pression limite p_y constants du sol.
- F_θ facteur de rotation plastique: rapport de la rotation élastique du pieu sur la rotation plastique limite, pour un module E_s et une pression limite p_y constants du sol.

Les valeurs des coefficients $I_{pH}, I_{pM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, F_p$ et F_θ sont données dans les abaques de l'annexe A5.

Sun (1994) présente une étude paramétrique de l'interaction sol-pieu sous chargement horizontal. Cette étude est basée sur l'hypothèse du continuum élastique. L'auteur propose des relations linéaires entre différents paramètres : coefficient d'interaction pieu-sol, γ ; le coefficient de Poisson, ν ; le coefficient de flexibilité K_r ; et le rapport d'élanement, ψ .

2.3 – Groupes de micropieux

2.3.1 Chargement axial

2.3.1.1 Les méthodes numériques

2.3.1.1.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est également utilisée pour l'étude du comportement des groupes de pieux sous charge verticale. Desai et al. (1974) et Schad (1992) modélisent des groupes de pieux dans une étude bi-dimensionnelle en déformation plane.

Preesly et Poulos (1986) adoptent une modélisation axisymétrique d'un groupe de 4 pieux reliés en tête par une semelle de liaison. Le sol est assimilé à un matériau ayant un comportement élasto-plastique sans écrouissage. L'interaction entre le pieu et le sol est modélisée par des éléments de contacts. Cette étude montre, que pour des pieux à faible espacement, le système de rupture du groupe se produit au niveau des faces externes des pieux (rupture du bloc). Alors que pour des espacements plus grands la rupture a lieu au niveau de chaque pieu du groupe.

Ottaviani (1975) réalise la première modélisation tridimensionnelle par éléments finis pour étudier l'influence du contact avec le sol de la semelle de liaison des pieux d'un groupe (3×3 et 5×5).

Jeong et al. (1997) utilisent une modélisation tridimensionnelle pour étudier l'effet d'interaction entre les pieux foncés d'un groupe (figure 2.7). L'étude paramétrique a permis d'obtenir des coefficients

d'interaction pour des pieux flottants et des pieux dont la portance est assurée par la pointe ; ceci pour deux valeurs d'entr'axe ($S/B = 2.5$ et $S/B = 5$) entre les pieux et pour deux hypothèses de lois de comportement du sol (de l'argile) (élastique linéaire, ou élasto-plastique).

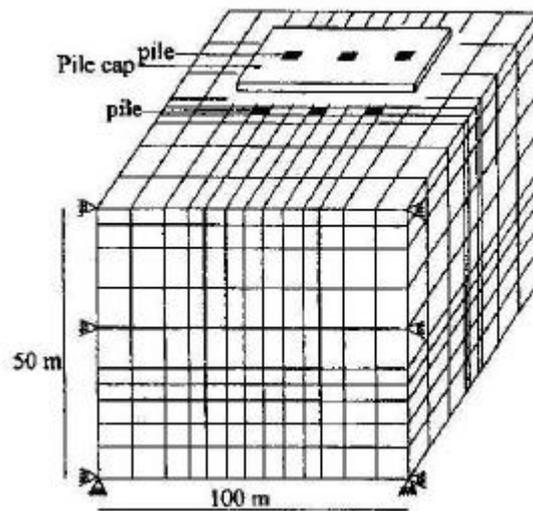


Figure 2.7 – Maillage tridimensionnel d'un groupe de pieux.

Les tableaux 2.3 et 2.4 montrent respectivement pour un comportement élasto-plastique et élastique linéaire les coefficients d'interaction en fonction de la géométrie du groupe, l'entr'axe entre les pieux et le type de pieu. Ces coefficients sont appliqués sur la réaction limite transversale du sol pour tenir ainsi compte de l'effet réducteur de l'interaction entre les pieux.

Tableau 2.3 – Coefficients d'interaction (cas d'un sol élasto-plastique)

	Pieu dont la portance est assurée par la pointe						Pieux 'flottants'					
	S/B = 2,5			S/B = 5			S/B = 2,5			S/B = 5		
	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.
Isolé	1	-	-	1	-	-	1	-	-	1	-	-
2×2	0,64	-	-	1	-	-	0,65	-	-	1	-	-
3×3	0,58	0,36	0,14	0,91	0,78	0,42	0,58	0,40	0,22	0,93	0,88	0,72
5×5	0,50	0,35	0,10	0,88	0,76	0,38	0,50	0,38	0,19	0,90	0,84	0,65
6×6	0,49	0,34	0,09	0,87	0,75	0,37	0,50	0,38	0,18	0,89	0,82	0,63

Tableau 2.4 – Coefficients d'interaction (cas d'un sol élastique linéaire)

	Pieu dont la portance est assurée par la pointe						Pieux 'flottants'					
	S/B = 2,5			S/B = 5			S/B = 2,5			S/B = 5		
	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.
Isolé	1	-	-	1	-	-	1	-	-	1	-	-
2×1	0,66	-	-	0,75	-	-	0,68	-	-	0,79	-	-
2×2	0,41	-	-	0,51	-	-	0,44	-	-	0,57	-	-
3×3	0,35	0,20	0,06	0,48	0,30	0,14	0,40	0,22	0,09	0,54	0,37	0,23
4×4	0,33	0,17	0,04	0,44	0,27	0,11	0,38	0,19	0,08	0,53	0,34	0,21
5×5	0,32	0,15	0,03	0,44	0,25	0,09	0,37	0,17	0,06	0,52	0,32	0,18
3×10	0,33	0,13	0,04	0,45	0,24	0,11	0,39	0,16	0,07	0,54	0,32	0,20
6×6	0,30	0,13	0,03	0,43	0,24	0,09	0,36	0,17	0,06	0,51	0,32	0,18
5×10	0,32	0,12	0,03	0,45	0,24	0,09	0,38	0,16	0,06	0,54	0,32	0,18
8×8	0,30	0,13	0,03	0,44	0,24	0,09	0,35	0,16	0,06	0,53	0,32	0,17
10×10	0,33	0,12	0,03	0,46	0,24	0,09	0,39	0,16	0,05	0,55	0,32	0,17

Ces résultats montrent que :

- l'interaction pieu-sol-pieu, pour l'hypothèse d'un comportement élasto-plastique, est réduite par rapport à celle déduite d'une hypothèse d'une élasticité linéaire ;
- l'interaction est fonction de l'entr'axe entre les pieux, le nombre des pieux et la position relative du pieu dans le groupe.

2.3.1.1.2 Méthode des fonctions de transfert de charge

Si la méthode des fonctions de transfert de charge reste la plus courante pour le calcul du comportement des groupes de pieux chargés verticalement, l'application de cette technique fait toujours appel à d'autres méthodes pour la prise en compte de l'interaction entre les pieux du groupe ; d'où l'existence des méthodes mixtes ou 'hybrides' (voir le paragraphe 2.3.1.3).

2.3.1.1.3 Méthode des équations intégrales (Boundary Element Method)

Mandolini et Vigiani (1997) présentent une méthode numérique pour l'évaluation du tassement d'un groupe de pieux reliés en tête par une semelle de liaison. Cette méthode, basée sur le principe des équations intégrales, consiste à ramener la résolution de ces équations à l'interface pieu-sol.

Le tassement du groupe de pieux est déterminé à partir du tassement w d'un pieu isolé i , de longueur L , soumis à une charge verticale Q , et du tassement supplémentaire induit par les autres pieux du groupe w_{ji} .

$$w_i = \frac{I_w Q_i}{E_s L} = w_{li} Q_i$$

où I_w est une fonction de l'élanement du pieu (D/B), du rapport des modules du pieu et du sol (E_p/E_s), du coefficient de Poisson du sol (ν_s) et de la loi de comportement du sol.

Le tassement induit par un pieu j soumis à une charge verticale Q_j est déterminé par l'équation:

$$w_j = w_{1i}(Q_j \mathbf{a}_{ij})$$

Les coefficients d'interaction α_{ij} sont déterminés à partir des équations de Mindlin (1936).

Ainsi, le tassement d'un pieu i dans un groupe de n pieux est égal à :

$$w_i = \sum_{j=1}^n w_{1i}(Q_j \mathbf{a}_{ij})$$

avec $\alpha_{ii} = 1$.

Cette dernière équation étant valable pour le cas d'une semelle de liaison parfaitement flexible et une répartition de charge verticale en tête connue sur chaque pieu.

Dans le cas d'une semelle rigide, le tassement sera déterminé en fonction du tassement du centre de la semelle et des rotations β_x et β_y de la semelle. Ainsi, le tassement d'un pieu i de la semelle ayant les coordonnées x_i et y_i (relativement au centre) est donné par l'équation:

$$w_i = \sum_{j=1}^n w_{1i}(Q_j \mathbf{a}_{ij}) = w_0 + \mathbf{b}_x y_i + \mathbf{b}_y x_i$$

Si Q est la charge totale appliquée sur le groupe avec une excentricité e_x et e_y , alors on aura:

$$\sum_{i=1}^n Q_i = Q ; \quad \sum_{i=1}^n Q_i x_i = Q e_x ; \quad \sum_{i=1}^n Q_i y_i = Q e_y$$

La résolution de ce système d'équations permet de déterminer la répartition des charges sur les pieux et le tassement de chaque pieu.

Dans le cas d'une semelle semi-flexible, la résolution de ce système ne peut être faite que par la méthode des éléments finis.

2.3.1.2 Les méthodes simplifiées

2.3.1.2.1 Méthode empirique

Poulos et Davis (1990) présentent une méthode simple de résolution de l'équilibre statique du groupe qui consiste à ignorer la présence du sol (figure 2.8).

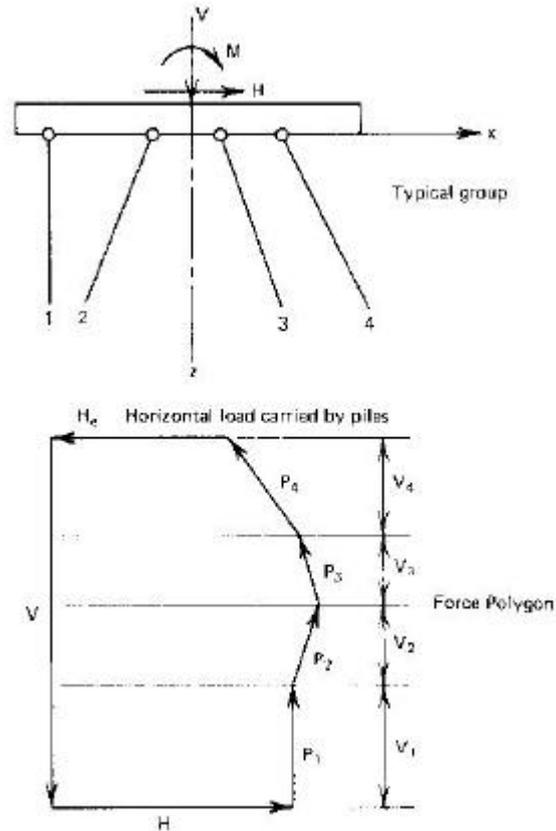


Figure 2.8 – Méthode statique simple pour la détermination de la distribution des charges dans un groupe

Cette méthode suppose que les charges totales verticale et horizontale sont réparties d'une façon égale sur les n pieux du groupe.

Ainsi pour un groupe de n pieux reliés en tête par une semelle de liaison rigide, et soumis à une charge verticale V , une charge horizontale H et un moment M , la force reprise par un pieu i du groupe est égale à:

$$V_i = \frac{V}{n} + \frac{M^* \cdot x_i}{\sum_{j=1}^n (x_j^2)}$$

avec
$$M^* = M + \frac{H}{n} \cdot e_i$$

Une méthode empirique de calcul du tassement d'un groupe de pieux, reliés en tête par une semelle de liaison, est également proposée par Poulos et Davis (1990). Cette méthode consiste à remplacer le groupe de pieux par un pieu équivalent, ayant un même tassement.

Ce pieu équivalent peut avoir une longueur équivalente L_e (et le même diamètre du pieu d'origine d), ou un diamètre équivalent d_e (et la même longueur d'origine L)². Selon Poulos (1968a) la longueur équivalente est donnée par l'abaque de la figure 2.9, en fonction de l'entr'axe s/d entre les pieux et de leur élancement L/d . Poulos et Davis (1990) proposent un abaque pour la détermination du

² Ces notations sont celles adoptées par Poulos (1968) et Poulos et Davis (1990).

diamètre équivalent d_e , également en fonction de l'entr'axe et de l'élanement (figure 2.10). Pour cette dernière approche le pieu équivalent conserve le même facteur de rigidité (E_p/E_s) du groupe initial.

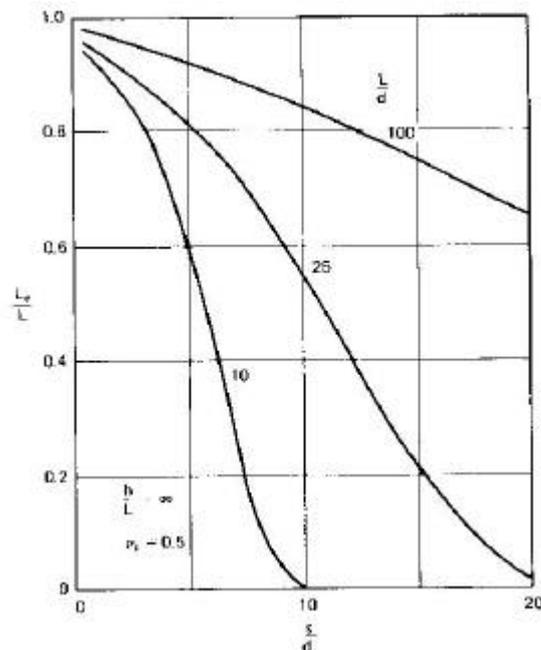


Figure 2.9 – Longueur équivalente du pieu isolé équivalent ayant le même diamètre des pieux du groupe.

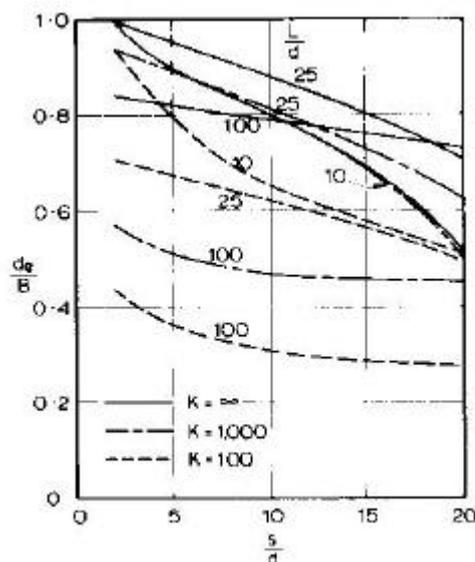


Figure 2.10 – Diamètre équivalent du pieu isolé équivalent ayant la même longueur des pieux du groupe.

Randolph (1994) propose une méthode empirique qui consiste à remplacer le système de fondation "mixte" par un radier équivalent. Ce radier a les mêmes caractéristiques que le radier initial, mais il est situé au deux tiers de la longueur de la fiche des pieux (dans le cas des pieux flottants ; figure 2.11(a)) et au niveau du substratum (dans le cas des pieux réagissant en pointe ; figure 2.11(b)).

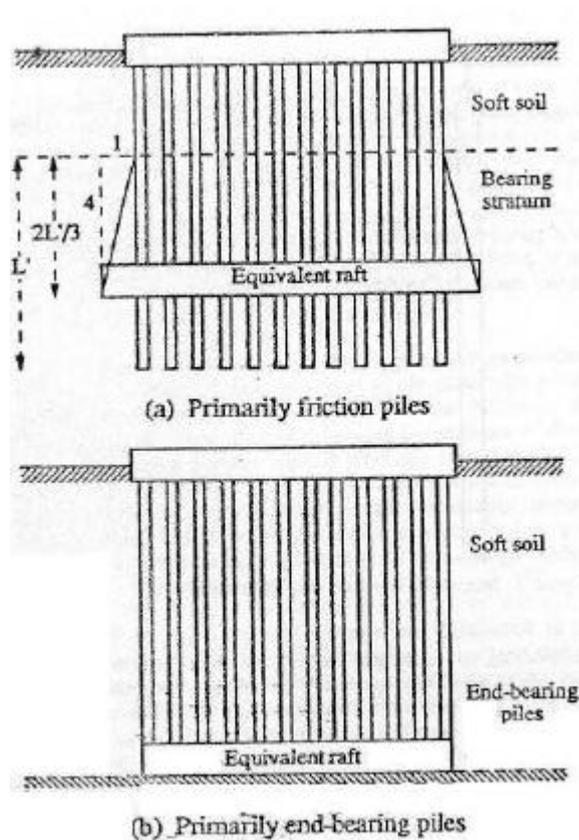


Figure 2.11 – Méthode du radier équivalent

Le tassement au niveau du sol est ainsi évalué par la relation :

$$W_{\text{moy}} = W_{\text{radier}} + \Delta w$$

avec Δw la compression élastique des pieux de longueur libre égale à la distance entre les deux radiers.

2.3.1.2.2 Méthode du continuum élastique

Poulos et Davis (1990) présentent une méthode simplifiée pour l'évaluation du tassement d'un groupe de pieux soumis à une charge verticale.

Les auteurs déterminent le tassement d'un groupe par deux rapports:

- le rapport de tassement R_s :

$$R_s = \frac{\text{le tassement moyen du groupe}}{\text{le tassement d'un pieu isolé sous la charge moyenne des pieux du groupe}}$$

- le coefficient de réduction des groupes R_G :

$$R_G = \frac{\text{le tassement moyen du groupe}}{\text{le tassement d'un pieu isolé sous la charge totale appliquée sur le groupe}}$$

On note toutefois que ces deux termes sont reliés par la relation:

$$R_s = n.R_G$$

avec n , le nombre de pieux dans le groupe.

Le tassement du groupe est alors donné par l'une des deux équations suivantes:

$$\rho_G = R_s \cdot P_{av} \cdot \rho_1$$

ou
$$\rho_G = R_G \cdot P_G \cdot \rho_1$$

avec, P_{av} , la charge moyenne reprise par un pieu du groupe;

P_G , la charge totale appliquée sur le groupe;

ρ_1 , le tassement d'un pieu isolé sous une charge unitaire.

La figure 2.12 montre les valeurs proposées de R_G pour des pieux flottants en fonction de l'entr'axe entre les pieux et le type de groupe ; ceci pour un élancement (L/d) de 25, un coefficient de Poisson de 0,5 et un massif semi-infini.

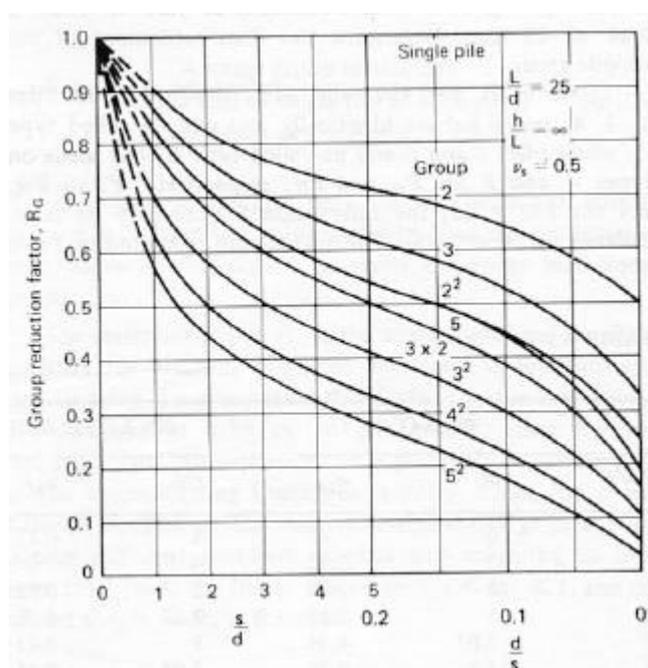


Figure 2.12 – Valeurs de R_G en fonction de l'espacement et du type de groupe.

Pour le cas des pieux dans des conditions différentes, les auteurs proposent des coefficients correcteurs ξ_h pour la taille du massif, ξ_b pour le cas des pieux reposant sur un substratum, et ξ_ν pour le coefficient de Poisson. Ces coefficients sont donnés dans l'annexe A6.

2.3.1.3 Les méthodes hybrides

Basées sur la méthode des fonctions de transfert de charge, la méthode hybride, consiste à appliquer aux courbes de réactions (t - z , ou q - z) des coefficients modificateurs calculés à partir d'autres méthodes notamment la méthode du continuum élastique ou des équations intégrales.

On distingue deux types de coefficients correcteurs: les coefficients de déplacement (figure 2.13) et les coefficients de contrainte (figure 2.14).

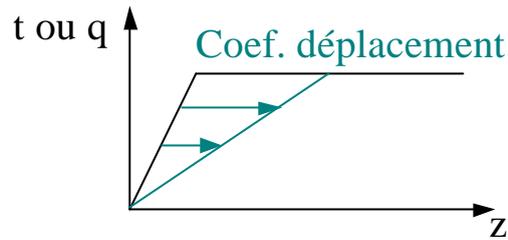


Figure 2.13 – Coefficient de déplacement.

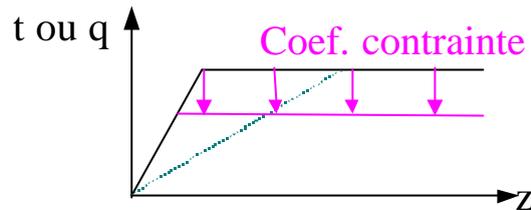


Figure 2.14 – Coefficient de contrainte.

Cette approche est détaillée dans le chapitre 5. On citera dans ce paragraphe les principales études sur les modèles hybrides.

O'Neill et al. (1977) utilisent les équations de Mindlin (1936) pour déduire le déplacement induit par un pieu j sur un pieu i .

Chow (1986) introduit les paramètres d'interaction pieu-sol-pieu dans la matrice de rigidité globale du sol, évitant ainsi la modification des courbes de réaction. Afin d'identifier l'interaction entre les pieux, Chow utilise les équations de Randolph et Wroth (1978).

Lee (1993) étend la méthode hybride pour le cas de sol hétérogène (multicouche).

Maleki (1995) applique le modèle hybride (GOUPEG) pour étudier le comportement d'un groupe de 3 pieux sous chargement vertical en tête (essais de Rueil-Malmaison).

2.3.1.4 Les méthodes analytiques

Le calcul des groupes en utilisant des solutions analytiques pour l'interaction entre les micropieux du groupe fait l'objet des travaux de thèse de Maléki (1997).

Pour les déplacements axiaux, le modèle de cisaillement pur d'anneaux concentriques de Baguelin et al. (1975) est utilisé pour tenir compte de l'interaction pieu-sol-pieu.

2.3.2 Chargement transversal

Si le calcul des groupes de pieux chargés axialement se limitait à l'évaluation de l'interaction pieu-sol-pieu (interaction essentiellement due à leur mise en place ou à leur chargement), le cas des

groupes de pieux chargés horizontalement présente, quant à lui, un phénomène plus complexe d'interaction 'pieu-sol-pieu' résultant non seulement de la méthode de mise en place des pieux et de leur chargement mais aussi de l'effet d'ombre créé entre les micropieux (Brown et al. (1988)).

2.3.2.1 Les méthodes numériques

2.3.2.1.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis a été adoptée par plusieurs chercheurs pour l'étude de l'effet du groupe et notamment l'effet d'ombre créé entre les pieux d'un groupe chargé horizontalement.

Deux approches sont utilisées: bidimensionnelle (Yegian et Wright, 1973, Kay et al., 1983) ou tridimensionnelle (Muktadir et Desai, 1986; Brown et Shie, 1990; Wakai et al., 1999).

Dans le cadre du projet national FOREVER, Shahrour et Ata (1995), 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). 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.

Cette première approche bidimensionnelle est complétée par une deuxième approche tridimensionnelle (Shahrour et Ata, 1996), à l'aide du logiciel PECPLAS3D de l'EC Lille) et qui concerne le comportement de micropieux isolés, de groupes de 2 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 $S/B = 2$). 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 $z < 5B$), sans doute à cause de la non prise en compte du cisaillement entre les tranches horizontales du sol.

2.3.2.1.2 Méthode des fonctions de transfert de charge

La prise en compte de l'effet de groupe dans le cas de l'approche par les fonctions de transfert de charge, consiste à introduire des coefficients correcteurs des courbes de réaction p - y .

Ces coefficients peuvent être empiriques et sont appliqués directement sur les courbes de réaction, soit calculés par d'autres approches comme pour les méthodes mixtes ou hybrides (voir paragraphe 2.3.2.2.3).

Zhang L. et al. (1999) analysent le comportement de groupes de 3×3 , 4×3 , 5×3 , 6×3 et 7×3 pieux soumis à un chargement transversal. Les auteurs utilisent la méthode des fonctions de transfert de charge pour étudier le comportement de groupe à l'aide du programme de calcul FLPIER. Ce programme tient compte des interactions entre les pieux en appliquant des coefficients réducteurs empiriques sur le module et la pression limite des courbes de réaction.

En validant leur méthode sur des essais de chargement de groupes de pieux, les auteurs concluent sur les coefficients réducteurs à appliquer:

- ces facteurs sont indépendants de la densité du sable, mais sont, toutefois, fonction de l'espacement entre les pieux;
- les coefficients réducteurs proposés sont les suivants, respectivement pour la file avant, la (ou les) files centrales, et la file arrière :
 - 0,8; 0,4; 0,3 pour un groupe de 3×3;
 - 0,8; 0,4; 0,3; 0,3 pour un groupe de 4×3;
 - 0,8; 0,4; 0,3; 0,2; 0,3 pour un groupe de 5×3;
 - 0,8; 0,4; 0,3; 0,2;, 0,3 pour les groupes plus grands.

2.3.2.2 Les méthodes simplifiées

2.3.2.2.1 Méthode empirique

Patra et Pise (2001) proposent une solution analytique qui est une version modifiée de la méthode de Meyerhof et al. (1981) pour le calcul de la réaction transversale d'un groupe de pieux. Cette méthode modifiée permet de déterminer la pression ultime pour des pieux rigides et libres en tête, selon l'équation:

$$Q_{Ls} = 3 \times 0,12 \gamma \cdot d \cdot L^2 \cdot k_b$$

- où
- γ est le poids volumique du sol;
 - L longueur de la fiche du pieu;
 - k_b coefficient de réaction passive (butée) pour $\delta = 0^\circ$.

Et pour les pieux flexibles :

$$Q_{Ls} = 3 \times 0,12 \gamma \cdot d \cdot L_{eff}^2 \cdot k_b$$

la longueur L_{eff} étant une longueur efficace.

Les auteurs considèrent les hypothèses suivantes qui sont également schématisées sur la figure 2.15:

- les groupes réagissent au chargement latéral par une réaction frontale et par frottement latéral;
- la réaction frontale P_p (ou Q_s) s'applique sur le pieu avant dans le cas de groupe ayant 2 pieux disposées en ligne, et sur les deux premiers pieux dans le cas d'un groupe de 3 lignes;
- le frottement latéral F s'applique sur les deux bords latéraux du groupe, et sont fonction de l'espacement entre les pieux.

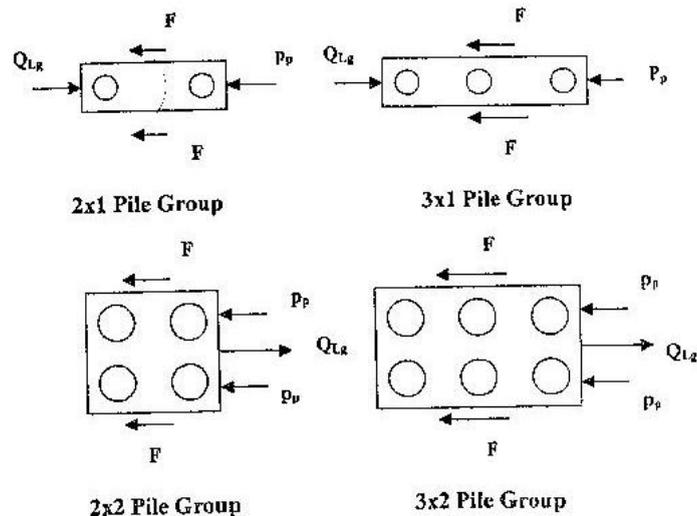


Figure 2.15 – Réaction latérale de groupes de pieux (2×1, 3×1, 2×2, 3×2)

Ainsi la réaction latérale globale d'un groupe Q_{Lg} est :

$$Q_{Lg} = 2F + n' \cdot (n-1) \cdot P_p$$

avec n le nombre de ligne;

n' le nombre de rang.

et $F = 0,5g \cdot d \cdot L^2 \cdot k_s \cdot (n-1) \cdot s$

2.3.2.2.2 Méthode du continuum élastique

D'une façon analogue au chargement vertical des groupes, Poulos et Davis (1990) présentent une méthode simplifiée pour l'évaluation du déplacement d'un groupe de pieux soumis à une charge horizontale.

Deux rapports sont également proposés:

- le rapport de déplacement transversal R_p :

$$R_p = \frac{\text{le déplacement moyen du groupe}}{\text{le déplacement d'un pieu isolé sous la charge moyenne des pieux du groupe}}$$

- le coefficient de réduction des groupes R_R :

$$R_R = \frac{\text{le déplacement moyen du groupe}}{\text{le déplacement d'un pieu isolé sous la charge totale appliquée sur le groupe}}$$

On peut en déduire que:

$$R_p = n \cdot R_R$$

avec n , le nombre de pieux dans le groupe.

On peut ainsi déduire le déplacement global du groupe de pieux en fonction des rapports R_p et R_R :

$$\rho_G = R_p \cdot P_{av} \cdot \rho_1$$

ou
$$\rho_G = R_R \cdot P_G \cdot \rho_1$$

avec, P_{av} , la charge moyenne reprise par un pieu du groupe;

P_G , la charge totale appliquée sur le groupe;
 ρ_1 , le déplacement d'un pieu isolé sous une charge unitaire.

Poulos et Davis distinguent deux types de coefficients de réduction R_R :

- $R_{R\rho H}$ coefficient de réduction pour la charge horizontale appliquée H (cas d'un pieu libre en tête);
- $R_{R\rho F}$ coefficient de réduction pour la charge horizontale appliquée H (cas de l'encastrement de la tête du pieu).

Les auteurs proposent des valeurs de $R_{R\rho H}$ et $R_{R\rho F}$ en fonction de l'entr'axe des pieux et de leur nombre; ceci pour un élancement (L/d) égal à 25, un coefficient de Poisson de 0,5 et une rigidité du pieu K_R de 10^{-5} (figure 2.16).

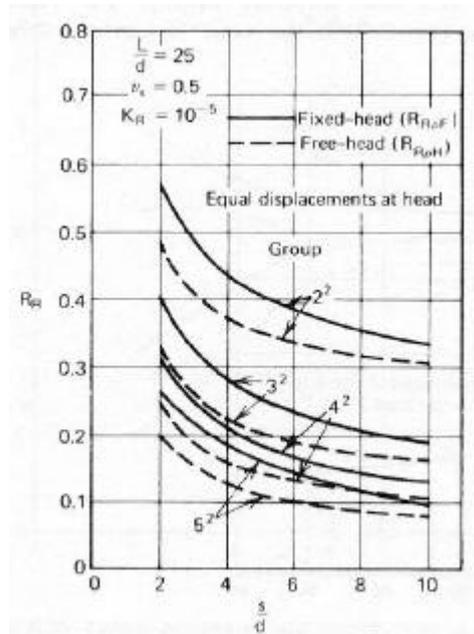


Figure 2.16 – Valeurs de $R_{R\rho H}$ et $R_{R\rho F}$ en fonction de l'espacement.

2.3.2.3 Les méthodes hybrides

Comme pour les groupes de pieux chargés verticalement, les modèles hybrides sont appliqués par O'Neill et al. (1977), Leung et Chow (1987) pour le calcul des groupes de pieux sous charge horizontale.

2.3.2.4 Les méthodes analytiques

D'une façon similaire aux solutions analytiques adoptées pour le calcul du comportement des groupes de pieux sollicités verticalement en tête, Maléki (1997) utilise pour les déplacements transversaux, le modèle de déplacement horizontal d'un disque de Baguelin et al. (1977).

2.4 – Réseaux de micropieux

Le comportement des réseaux diffère de celui des groupes par l'effet de l'inclinaison et l'entrecroisement des pieux. Outre la sollicitation en flexion des micropieux inclinés du réseau, l'inclinaison et l'enchevêtrement développent un enserrement du sol entre les pieux (ou les micropieux) ce qui rend le comportement des réseaux d'une complexité particulière et difficile à résoudre.

Les méthodes de calcul des réseaux de micropieux ne sont pas nombreuses; il est toutefois utile de distinguer deux catégories:

- les méthodes ne prenant en considération que l'effet géométrique de l'inclinaison des micropieux dans des réseaux élémentaires (en chevalets, double chevalets ou en étoile), négligeant ainsi l'effet d'enserrement du sol; ces méthodes ne sont autres que les méthodes traditionnelles utilisées pour les groupes de pieux sous chargement *vertical* et/ou *horizontal*. Les groupes sont ainsi considérés comme une somme de pieux isolés avec interactions éventuelles;
- les méthodes qui assimilent le système 'réseau de micropieux + sol enserré' à un bloc monolithique et qui tiennent compte, en conséquence, de l'effet d'enserrement du sol; ces méthodes généralement *empiriques* sont propres aux réseaux enchevêtrés de micropieux et dépendent du domaine d'application :
 - stabilisation des pentes ou des talus;
 - soutènement des excavations.

Le comportement des réseaux de micropieux inclinés soumis à un chargement vertical est d'autant moins évident à déterminer en méthodes de calcul qu'en pratique. En revanche, l'utilisation de ces réseaux par Lizzi (1982) dans le cas des reprises en sous-œuvre de monuments historiques anciens et leur importante capacité portante relevée lors de quelques essais expérimentaux (Lizzi, 1978; Lee et al., 1993), ont abouti à plusieurs études et recherches sur le comportement des réseaux de micropieux sous chargement vertical (FOREVER, 2002).

2.4.1 Chargement vertical et/ou horizontal de réseaux élémentaires

Les méthodes de calcul présentées dans ce paragraphe concerne dans leur majorité des réseaux *élémentaires* chargés verticalement et/ou horizontalement en tête.

2.4.1.1 Les méthodes numériques

2.4.1.1.1 Méthode des éléments finis

Zaman et al. (1993) étudient l'effet de l'inclinaison des pieux dans un réseau élémentaire de 4 pieux en béton.

Shahrour et Ata (1994) étudient l'effet de l'inclinaison des micropieux isolés sous chargement vertical et horizontal en tête. Cette étude en déformation plane, par éléments finis, aboutit à des

résultats utiles pour le calcul des réseaux élémentaires: à savoir qu'un découplage peut être fait entre les composantes transversales et axiales du chargement vertical d'un micropieu incliné.

Zhang et al. (1998) utilisent la méthode des éléments finis pour analyser les résultats de leurs essais expérimentaux de chargement vertical de réseaux élémentaires de 3×3 et 4×4 micropieux, réalisés en centrifugeuse.

Dans le cadre du projet national FOREVER, 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 élasto-plastique équivalent. Il a été utilisé pour cela la technique des "macroéléments", 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.

Même si cette technique des macroéléments ne permet pas de simuler complètement l'interface sol/micropieu, elle présente cependant l'avantage d'effectuer une étude paramétrique pour le pré-dimensionnement d'un réseau de micropieux sans modifier le maillage initial, ce qui est d'un grand intérêt pour le projeteur.

Dans le cadre de la présente thèse, une étude tridimensionnelle, par éléments finis, sur le comportement d'un réseau élémentaire de 4 micropieux sous chargement vertical, est présentée dans le chapitre 6.

2.4.1.1.2 Méthode des fonctions de transfert de charge

La méthode des fonctions de transfert de charge est utilisée dans le cadre de la présente thèse (voir chapitre 5) pour l'étude du comportement d'un double chevalet de micropieux. Cette méthode est basée sur un modèle de type 'hybride'.

2.4.1.1.3 Méthode des équations intégrales (Boundary Element Method)

Poulos (1999) propose une méthode d'évaluation du tassement et du déplacement transversal d'un pieu d'un réseau élémentaire et qui est basée sur le principe des facteurs d'interaction.

Cette méthode consiste à déterminer le déplacement vertical et horizontal ainsi que la rotation induits sur un pieu i par un autre pieu j soumis à une force axiale P_j , une force normale à l'axe du pieu T_j et un moment M_j (figure 2.17).

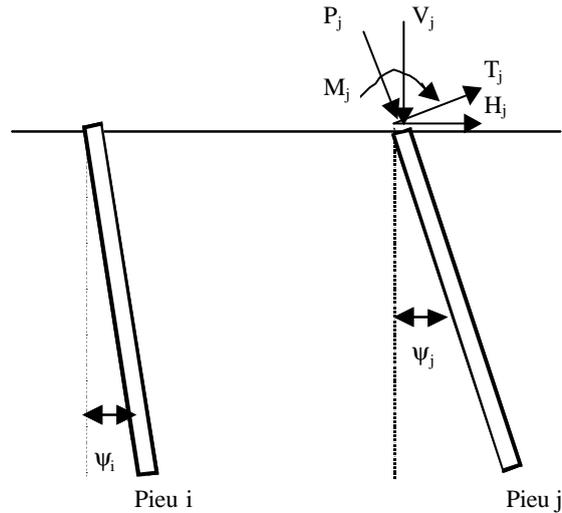


Figure 2.17 – Schéma des pieux i et j.

Le déplacement axial induit sur un pieu i est donné par l'équation:

$$\mathbf{r}_{aij} = \mathbf{a}_{ij} P_j \mathbf{r}_{v1}$$

avec

α_{ij} un coefficient d'interaction de déformation normale dû à la force axiale;

ρ_{v1} le tassement axial du pieu dû à une force axiale unitaire.

et

$$P_j = V_j \cos \psi_j + H_j \sin \psi_j$$

Le déplacement normal induit sur un pieu i est donné par :

$$\mathbf{r}_{Nij} = \mathbf{a}_{r_{Hij}} T_j \mathbf{r}_{h_{Hi}} + \mathbf{a}_{r_{MHij}} M_j \mathbf{r}_{h_{Mi}}$$

avec $\alpha_{\rho_{Hij}}$ un coefficient d'interaction de déformation normale dû à la force normale;

$\alpha_{\rho_{Mij}}$ un coefficient d'interaction de déformation normale dû au moment;

T_j la force normale sur le pieu j;

M_j le moment appliqué sur le pieu j;

$\rho_{h_{Hi}}$ la déformation normale du pieu due à une force unitaire normale;

$\rho_{h_{Mi}}$ la déformation normale du pieu due à un moment unitaire.

On note toutefois que le tassement axial et les déformations normales du pieu (dus respectivement à une force axiale unitaire, une force normale ou un moment unitaires) pourraient être déterminés à partir des méthodes simplifiées telles les abaques basées sur la théorie du continuum élastique.

La rotation en tête du pieu i, due au pieu j est donnée par :

$$\mathbf{q}_{ij} = \mathbf{a}_{q_{Hij}} T_j \mathbf{q}_{H_i} + \mathbf{a}_{q_{Mij}} M_j \mathbf{q}_{M_i}$$

La force normale T_j peut être exprimée en fonction des forces verticale et horizontale appliquées sur le pieu j:

$$T_j = -V_j \sin \psi_j + H_j \cos \psi_j$$

Ainsi on peut exprimer le tassement axial r_{aij} , le déplacement normal r_{Nij} et la rotation q_{ij} en fonction de V_j , H_j et M_j .

Le déplacement vertical et horizontal de la tête du pieu sont, par la suite, déduits à partir des équations:

$$\begin{aligned}\rho_{vij} &= \rho_{aij} \cos \psi_i - \rho_{Nij} \sin \psi_i \\ \rho_{hij} &= \rho_{aij} \sin \psi_i + \rho_{Nij} \cos \psi_i\end{aligned}$$

avec ρ_{vij} le déplacement vertical du pieu i induit par le pieu j ;
 ρ_{hij} le déplacement horizontal ;
 ρ_{aij} le déplacement axial ;
 ρ_{Nij} le déplacement normal.

d'où on en déduit les valeurs du déplacement vertical, horizontal et la rotation en tête du pieu i:

$$\begin{aligned}\rho_{vij} &= V_j (\alpha_{ij} \cdot \rho_{vi} \cdot \cos \psi_i \cdot \cos \psi_j + \alpha_{\rho Hij} \cdot \rho_{hHi} \cdot \sin \psi_i \cdot \sin \psi_j) \\ &+ H_j (\alpha_{ij} \cdot \rho_{vi} \cdot \cos \psi_i \cdot \sin \psi_j + \alpha_{\rho Hij} \cdot \rho_{hHi} \cdot \sin \psi_i \cdot \cos \psi_j) \\ &+ M_j (- \alpha_{\rho Mij} \cdot \rho_{hMi} \cdot \sin \psi_i)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{hij} &= V_j (\alpha_{ij} \cdot \rho_{vi} \cdot \sin \psi_i \cdot \cos \psi_j - \alpha_{\rho Hij} \cdot \rho_{hHi} \cdot \cos \psi_i \cdot \sin \psi_j) \\ &+ H_j (\alpha_{ij} \cdot \rho_{vi} \cdot \sin \psi_i \cdot \sin \psi_j + \alpha_{\rho Hij} \cdot \rho_{hHi} \cdot \cos \psi_i \cdot \cos \psi_j) \\ &+ M_j (\alpha_{\rho Mij} \cdot \rho_{hMi} \cdot \cos \psi_i)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta_{ij} &= V_j (- \alpha_{\theta Hij} \cdot \theta_{hHi} \sin \psi_j) \\ &+ H_j (\alpha_{\theta Hij} \cdot \theta_{hHi} \cos \psi_j) \\ &+ M_j (- \alpha_{\theta Mij} \cdot \theta_{Mi})\end{aligned}$$

2.4.1.2 Les méthodes simplifiées

2.4.1.2.1 Méthode empirique

Poulos et Davis (1990) proposent la méthode empirique de la 'flexion équivalente', qui consiste à remplacer les pieux du réseau par des pieux équivalents en porte-à-faux (figure 2.18). Cette méthode est valable pour des réseaux élémentaires soumis à des charges verticales V, horizontales H, ou à un moment M. Un pieu i, du réseau d'origine, de longueur L_i et de section A_i , sera remplacé par un pieu de longueur équivalente L_{ei} et de section équivalente A_{ei} . Les sollicitations internes le long de chaque pieu du réseau équivalent sont alors déduites par une simple analyse structurale du nouveau système.

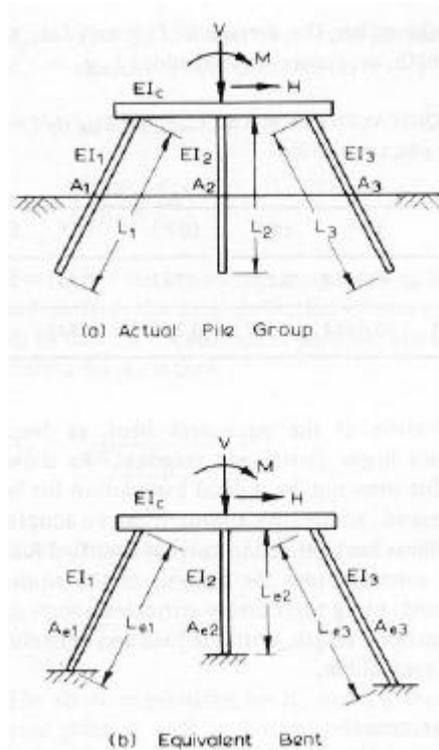


Figure 2.18 – Principe de l'approche de la flexion équivalente.

Les auteurs proposent ainsi des méthodes pour la détermination des longueurs et sections équivalentes des pieux.

Méthode de Poulos (1999)

Poulos étudie le comportement des pieux, utilisés pour la stabilisation des pentes, en considérant le comportement individuel de chaque pieu.

La méthode proposée permet de déterminer le nombre de micropieux nécessaires pour augmenter le coefficient de sécurité vis à vis du glissement du terrain.

Si F^a est le coefficient actuel de sécurité et F_T le coefficient de sécurité requis, avec :

$$F^a = \frac{\sum R}{\sum F_D} \text{ et } F_T = \frac{\sum R + \Delta R}{\sum F_D}$$

où $\sum R$ est la somme des forces de cisaillement le long du plan de glissement;

$\sum F_D$ est la somme des forces et poussées entraînant au glissement;

ΔR est la résistance apportée par les pieux.

Des deux équations précédentes on déduit :

$$\Delta R = \sum F_D (F_T - F^a)$$

Afin d'évaluer le nombre de pieux nécessaires pour assurer cette résistance, l'auteur propose, à partir des solutions analytique de Viggiani (1981), des abaques permettant d'évaluer la force de cisaillement assurée par chaque pieu en fonction des caractéristiques du sol et du pieu: pressions

ultimes p_{u1} et p_{u2} de la couche mobile et de la couche stable, profondeur de la couche instable z_s , diamètre d et longueur L du pieu et M_y le moment limite élastique du pieu.

Les figures 2.19, 2.20 et 2.21 montrent les 3 abaques que propose l'auteur pour 3 valeurs du rapport, p_{u1} / p_{u2} , des pressions ultimes des deux couches de sol.

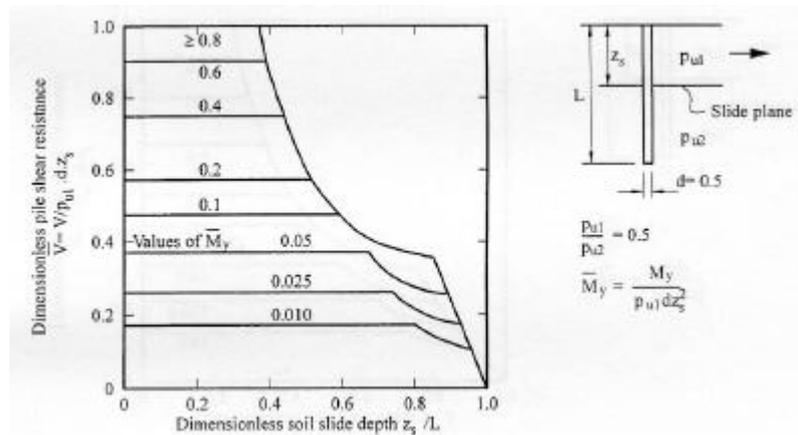


Figure 2.19 – Courbe adimensionnelle de la résistance de cisaillement des pieux ($p_{u1}/p_{u2} = 0,5$).

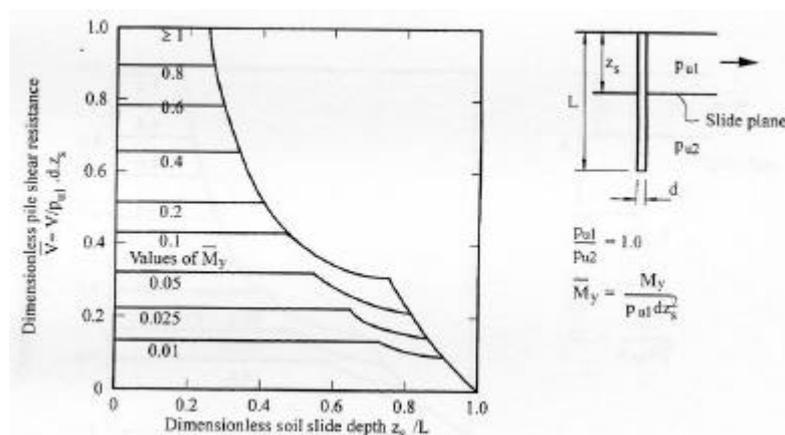


Figure 2.20 – Courbe adimensionnelle de la résistance de cisaillement des pieux ($p_{u1}/p_{u2} = 1,0$).

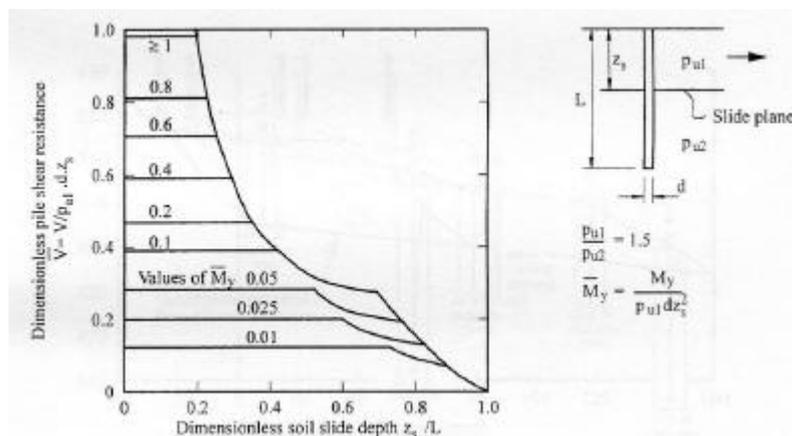


Figure 2.21 – Courbe adimensionnelle de la résistance de cisaillement des pieux ($p_{u1}/p_{u2} = 1,5$).

2.4.1.2.2 Méthode du continuum élastique

Poulos et Davis (1990) proposent une méthode simplifiée pour déterminer les déplacements d'un réseau élémentaire de 6 pieux reliés en tête par une semelle de liaison rigide et soumis à un chargement vertical et horizontal et à un moment (figure 2.22). Les deux pieux centraux sont verticaux alors que les 4 périphériques sont inclinés d'un angle ψ . Le sol est considéré comme élastique homogène.

La méthode proposée permet d'évaluer le tassement, le déplacement horizontal ainsi que la rotation au centre de la semelle de liaison. Ces valeurs sont données par les équations suivantes:

$$\begin{aligned} \mathbf{r}_n &= \frac{V}{E_s d} \cdot I_{vV} + \frac{H}{E_s d} \cdot I_{vH} + \frac{M}{E_s d^2} \cdot I_{vM} \\ \mathbf{r}_h &= \frac{V}{E_s d} \cdot I_{hvV} + \frac{H}{E_s d} \cdot I_{hH} + \frac{M}{E_s d^2} \cdot I_{hM} \\ \mathbf{r}_q &= \frac{V}{E_s d} \cdot I_{qV} + \frac{H}{E_s d} \cdot I_{qH} + \frac{M}{E_s d^2} \cdot I_{qM} \end{aligned}$$

avec

V, H et M respectivement la charge verticale, la charge horizontale et le moment de flexion appliqués au centre du chevron.
 I_{vV}, I_{vH}, \dots les coefficients adimensionnels d'influence.

Ces coefficients, proposés par les auteurs en fonction de l'angle d'inclinaison des pieux, sont donnés sur la figure 2.23.

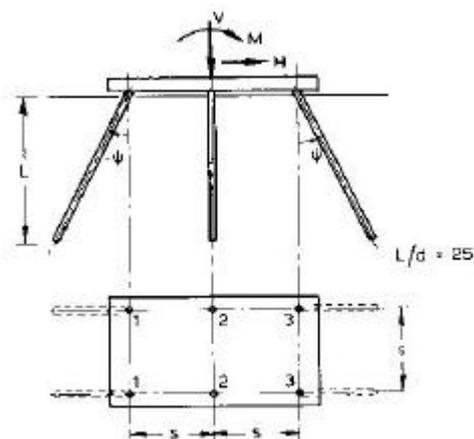


Figure 2.22 – Schéma du réseau élémentaire.

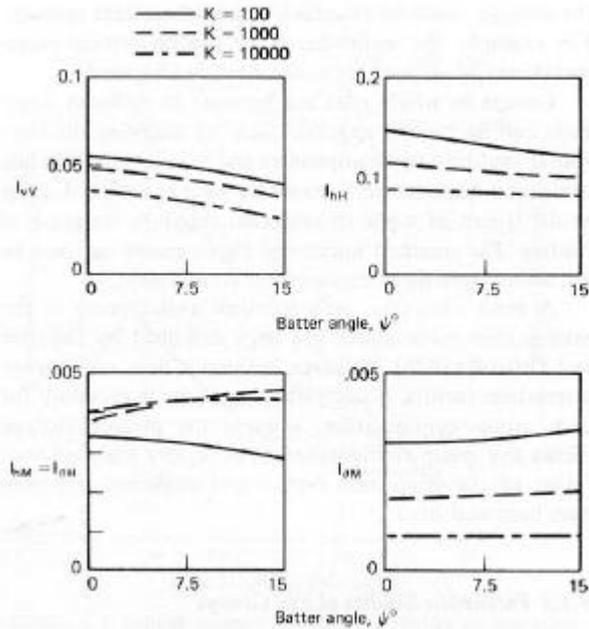


Figure 2.23 – Valeurs des coefficients adimensionnels.

2.4.1.2.3 Méthode d'homogénéisation

de Buhan et Maghous (1996 et 1997) 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 élasto-plastique 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 (figure 2.24). 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.

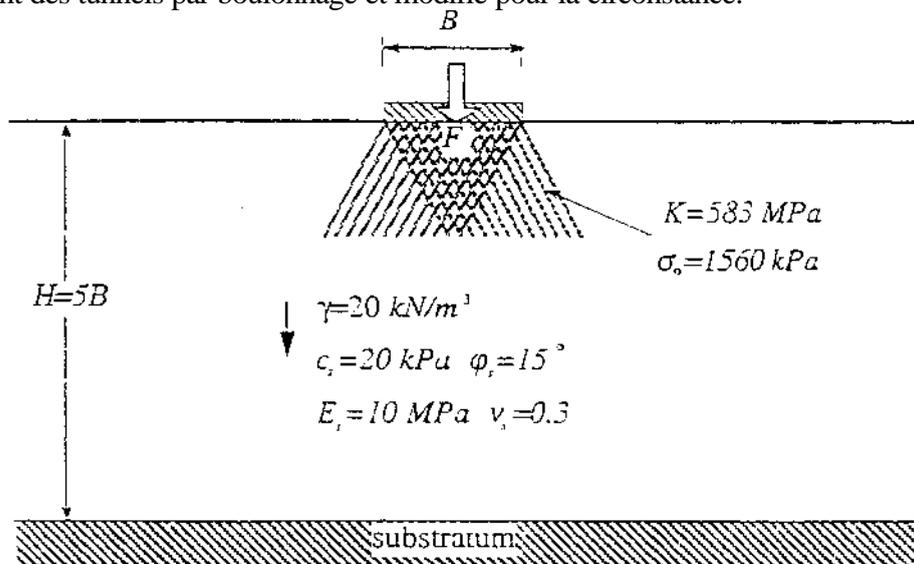


Figure 2.24 – Massif de sol en partie renforcé par un réseau de micropieux incliné à 30°

Les courbes charge-enfoncement correspondant aux massifs non renforcés et renforcés sont présentées sur la figure 2.25. 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.

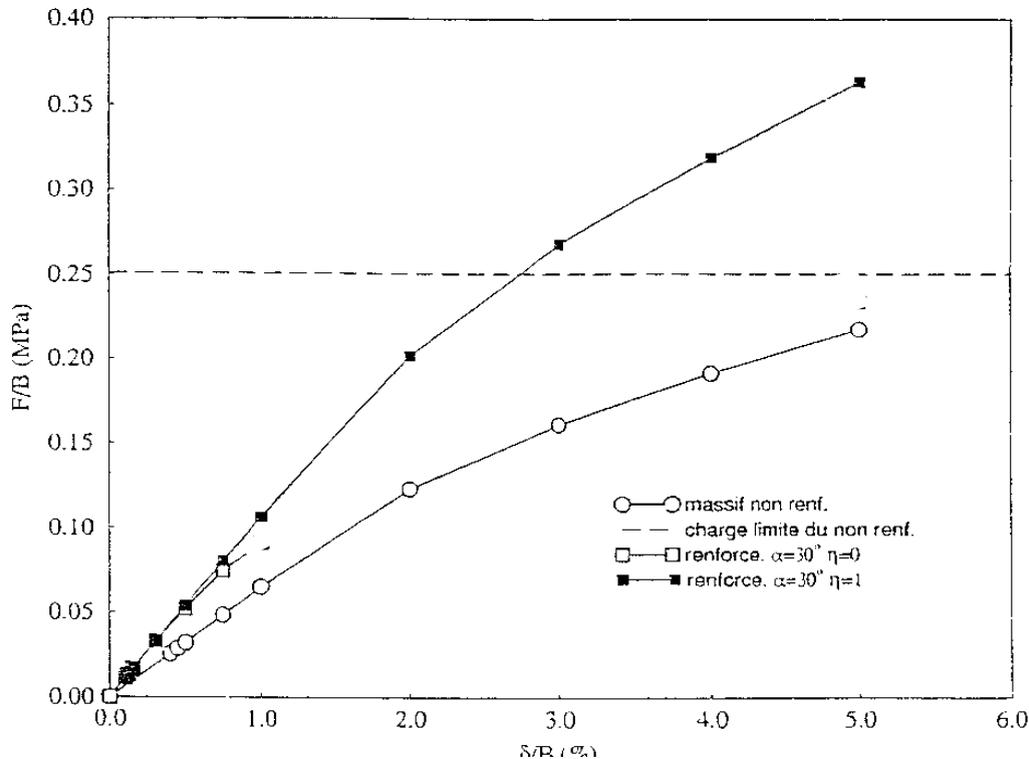


Figure 2.25 – Courbes charge – enfoncement.

2.4.2 Méthodes empiriques pour les réseaux enchevêtrés

2.4.2.1 Cas de la stabilité des pentes

2.4.2.1.1 Méthode de Lizzi (1978)

Cette méthode permet de déterminer le nombre ou l'entr'axe des micropieux, ainsi que leur diamètre. Dans le cas de la stabilisation d'un terrain 'semi-rigide', l'auteur propose les étapes suivantes:

- détermination de la surface critique de glissement (méthode de Janbu, 1954);
- évaluation de la valeur des contraintes de cisaillement R au niveau de cette surface, et des poussées A dues au glissement de la couche instable du terrain (figure 2.26);
- vérification que la somme de la réaction stabilisante de frottement R et la force de cisaillement assurée par les micropieux R' est supérieure à la force d'entraînement du terrain glissant A.

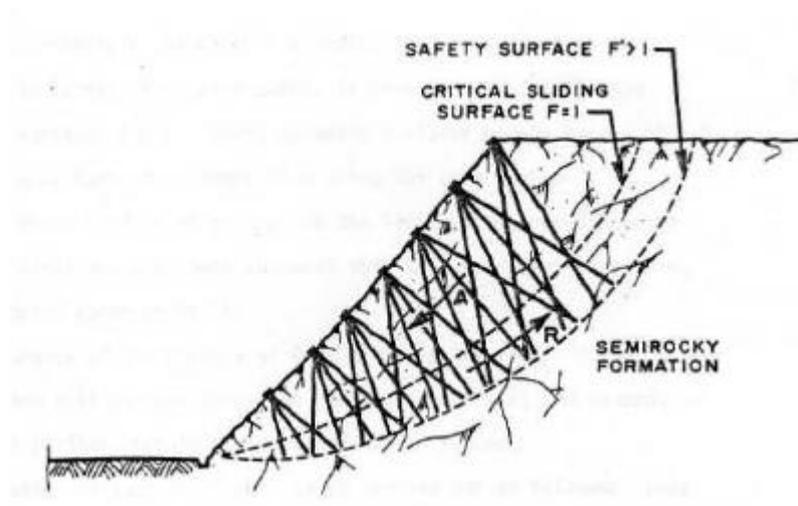


Figure 2.26 – Réseau enchevêtré de micropieux pour le renforcement d'un sol semi-rigide.

Ainsi :

$$R + R' > A$$

où $R' = n.T < n.K.c_u.D.L / 2$

avec³ n le nombre des micropieux
 T la force de cisaillement assurée par chaque micropieu
 K coefficient correcteur ($5,1 < K < 5,7$)
 c_u Cohésion non drainée du sol
 D le diamètre du pieu
 L longueur minimale du pieu nécessaire pour la mobilisation de la contrainte de cisaillement du sol des deux côtés de la surface critique de glissement.

En revanche, si le terrain est constitué par un sol mou glissant, le réseau de micropieux sera dimensionné comme un mur poids (voir paragraphe 2.4.2.2).

2.4.2.1.2 Méthode de Berardi et La Magna (1984)

Cette méthode concerne les micropieux en réseaux, reliés en tête par une semelle de liaison et dont la pointe est encastrée dans un substratum ou une couche rigide de sol.

La figure 2.27 schématise la géométrie du réseau et les forces appliquées. On note que l est la hauteur de la couche instable du terrain, L_i la longueur de la fiche du pieu i dans le substratum, P et G les poussées du terrain à l'amont du talus, Q la poussée stabilisante à l'aval, les W_j sont des forces ou contraintes à l'aval du réseau relatif à des éventuels clouages ou tirants d'ancrage, N_0 , T_0 et M_0 respectivement les forces verticales, horizontales et le moment fléchissant appliqués au centre de la semelle de liaison.

³ Les notations indiquées sont celles de l'auteur.

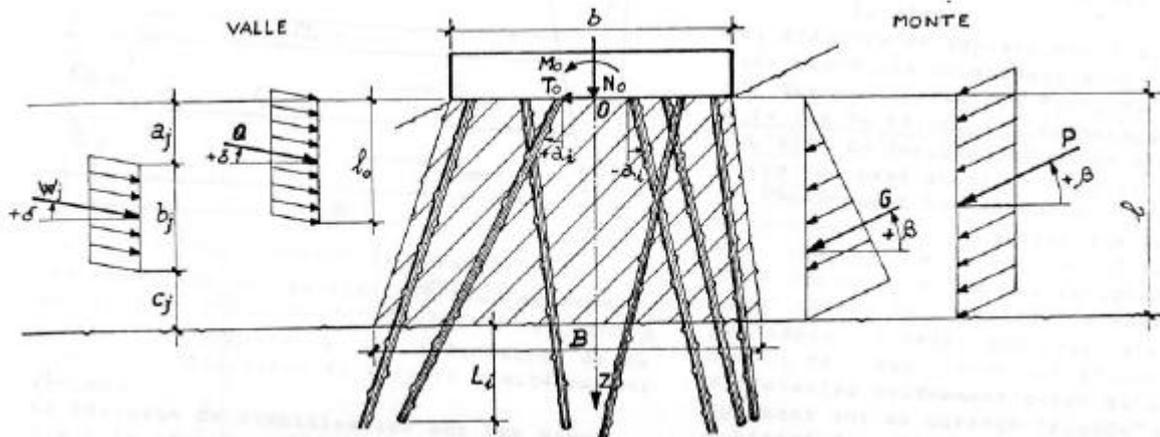


Figure 2.27 – Schéma de référence.

La résolution de ce problème est basée sur l'hypothèse de la proportionnalité des pressions induites par les poussées P ou G, sur un pieu i, à l'épaisseur du terrain qui est associée à ce pieu. On admet également que les forces résistantes Q et W_j agissent sur le pieu de la même manière que P et G. La figure 2.28 montre les épaisseurs de terrains d_{qi} et d_{ji} associées respectivement aux forces Q et W_j et la répartition de ces forces sur le pieu i^{mo} .

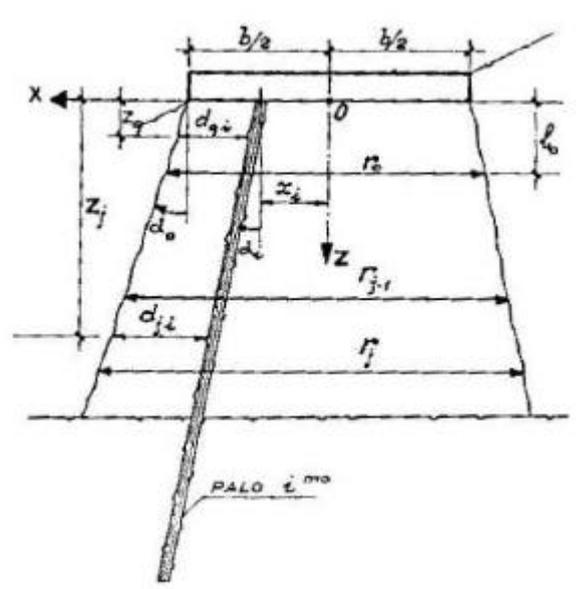


Figure 2.28 – Répartition des forces externes sur le pieu.

On peut ainsi évaluer la résistance limite au glissement, assurée par le 'noyau' de terrain, par l'équation:

$$R_L = \frac{b+B}{2} l_0 a g \operatorname{tg} j + B a C$$

Cette résistance peut être déterminée au niveau de chaque couche de sol; ainsi pour la couche l_0 , la force résistante Q est donnée par :

$$Q = \frac{b+B}{2} l_0 a g \operatorname{tg} j + B C \cdot \frac{r_0}{r_0 + r_1 + \dots + r_{m-2} + B}$$

et pour la couche b_j :

$$W_j = \frac{r_{j-1} + r_j}{2} b_j \cdot a \mathbf{g} \operatorname{tg} \mathbf{j} + B.C. \frac{r_j}{r_0 + r_1 + \dots + r_{m-2} + B}$$

Ainsi $R_L = Q + W_1 + W_2 + \dots + W_{m-1}$.

En ce qui concerne les forces reprises par les pieux, on peut écrire, pour le pieu i , selon l'hypothèse citée ci-dessus:

$$P_i = f_{p,i} \cdot P \quad \text{et} \quad G_i = f_{g,i} \cdot G$$

avec
$$f_{p,i} = f_{g,i} = \frac{d_i}{\sum_{i=1}^n d_i}$$

où
$$d_i = \frac{b}{2} - x_i + \frac{l}{2} (\operatorname{tg} \mathbf{a}_0 - \operatorname{tg} \mathbf{a}_i)$$

Ces équations permettent de vérifier la stabilité du noyau de terrain, enserré entre les pieux, vis à vis le glissement et de déterminer les efforts de cisaillement repris par les pieux.

Berardi (1996) propose également une méthode de calcul matricielle pour la détermination du déplacement et de la rotation du centre de la semelle de liaison et présente une étude paramétrique sur l'influence du nombre n de micropieux par mètre linéaire et de l'angle d'inclinaison des pieux en amont I_m et en aval I_v du talus (figures 2.29 et 2.30) sur la réduction du déplacement horizontal du centre de la semelle de liaison.

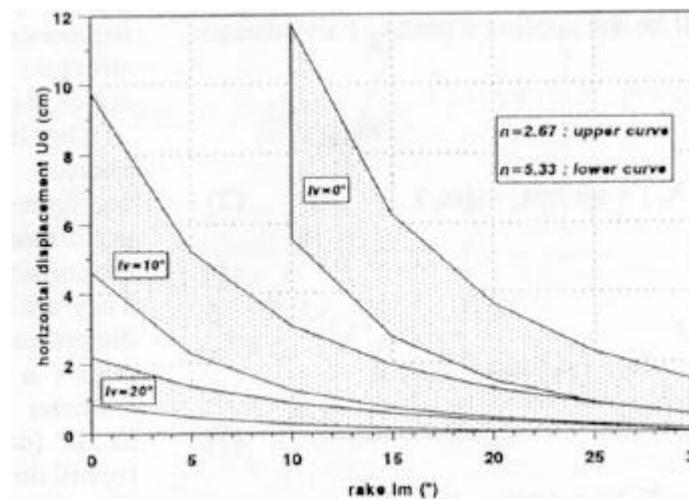


Figure 2.29 – Déplacement horizontal du centre de la semelle de liaison en fonction du nombre des micropieux.

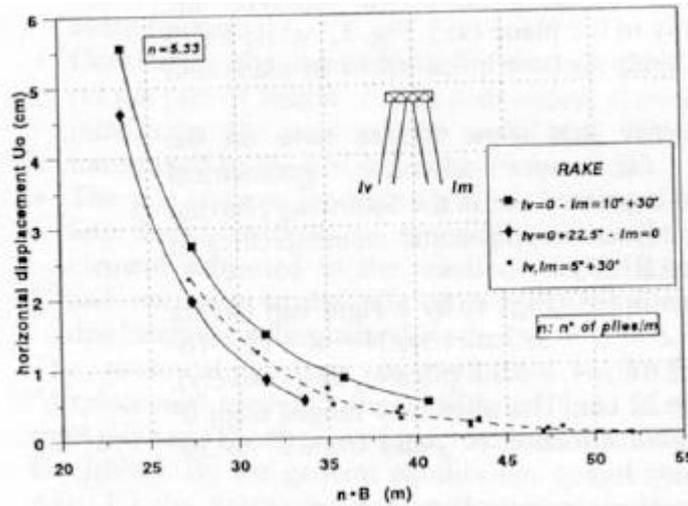


Figure 2.30 – Déplacement horizontal du centre de la semelle en fonction de l'inclinaison des micropieux en aval de la pente.

2.4.2.1.3 Méthode de Cantoni, Collota et Ghionna (1989)

La méthode proposée par Cantoni et al. permet de déterminer le nombre de micropieux et leur entr'axe tout en admettant l'hypothèse d'un comportement en bloc du système 'micropieux + sol enserré'. Les réseaux de micropieux étudiés sont constitués de micropieux disposés en rangées et reliés en tête par une semelle de liaison.

L'analyse de la stabilité de la 'structure' distingue trois mécanismes de rupture:

- une déformation plastique du sol entre deux micropieux adjacents;
- la résistance des micropieux aux forces de cisaillement de la couche du sol glissant;
- une rupture structurale de la section du 'bloc' sous les sollicitations dues au glissement.

Le premier mécanisme permet de déterminer l'espacement entre les micropieux. Les deux derniers permettent d'établir le nombre total de micropieux et l'espacement entre les rangées.

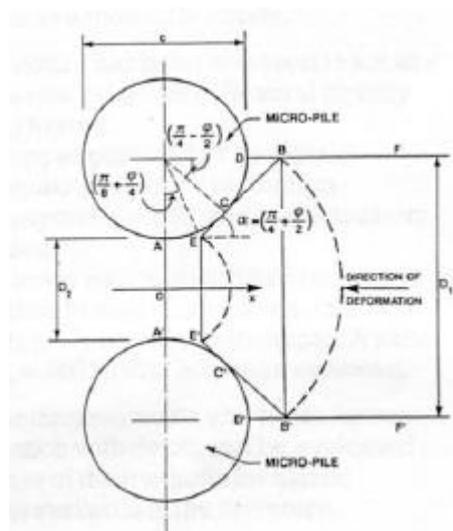


Figure 2.31 – Mécanisme de développement de l'effet d'arc entre deux micropieux adjacents.

Pour l'évaluation de la poussée du sol glissant, les auteurs utilisent la méthode simplifiée de Janbu (1973).

Quant à la stabilité vis à vis la déformation plastique du terrain entre les micropieux, les auteurs comparent la poussée latérale (S_m) exercée par la masse 'glissante' de sol sur les micropieux avec la résistance limite (R_r) développée par effet d'arc entre les micropieux (figure 2.31).

La réaction R_r est déterminée suivant la méthode de Ito et Matsui (1975 et 1977). Ce qui permet de déduire la valeur du coefficient de sécurité:

$$F_{sp} = \frac{R_r}{S_m}$$

La vérification de la stabilité des micropieux aux contraintes de cisaillement, consiste à vérifier que la somme des forces stabilisantes est supérieure à la force de poussée des sols glissants. Cette méthode est comparable à l'approche de Lizzi (1978).

La vérification de la stabilité structurale consiste à considérer le bloc comme un mur flexible soumis à un chargement transversal. Cette approche est traitée dans le paragraphe 2.4.2.2.

2.4.2.2 Cas du soutènement des excavations (ou méthode du mur poids)

Contrairement aux méthodes utilisées pour le glissement des terrains, l'approche du mur poids ne tient pas compte de l'interaction pieu-sol-pieu, ni de l'interaction pieu-sol. Cette méthode admet l'hypothèse que le réseau et le sol (enserré entre les micropieux) se comportent comme un mur flexible ou un mur poids (figure 2.32). Cette approche est comparable à l'étude des murs de soutènements en béton armé, où le sol est assimilé au béton et les micropieux aux armatures.

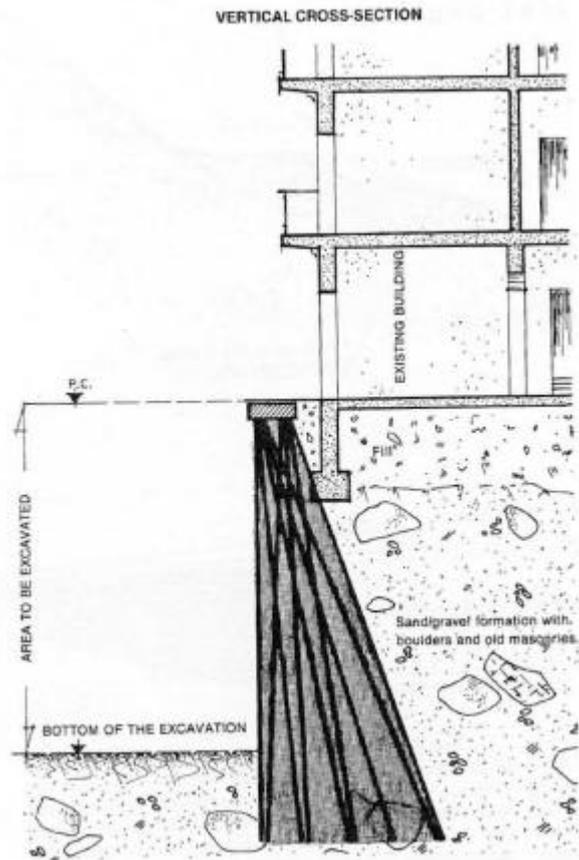


Figure 2.32 – Exemple de réseau de micropieux enchevêtrés se comportant comme un mur poids.

Cette méthode proposée par Lizzi (1982a, et 1983) consiste à déterminer les efforts internes dans la section homogénéisée du 'mur' et ceci le long de sa hauteur et de vérifier la stabilité du réseau au renversement, à l'enfoncement ainsi qu'au glissement.

La section homogénéisée peut être définie, par analogie à l'étude des sections en béton armé, par l'équation :

$$A_{trans} = A_{coulis} \frac{E_{coulis}}{E_{sol}} + A_{acier} \frac{E_{acier}}{E_{sol}} + A_{sol}$$

ou tout simplement par le 'coefficient amplificateur' m proposé par Lizzi (1982a):

$$m = \frac{E_{pieu}}{E_{sol}}$$

Ainsi les contraintes sur la fibre extrême de la section sont données par l'équation:

$$s = \frac{P}{A_{trans}} \pm \frac{P.e}{I_{trans}} (b/2)$$

avec P la composante verticale de la charge appliquée sur le 'mur';
e l'excentricité de la charge P;
A_{trans} la surface de la section transformée;

I_{trans} l'inertie de cette section;
 b la largeur de la section.

Le principe de cette méthode consiste à vérifier que la section du 'mur' reste toujours en compression assurant ainsi la stabilité au renversement.

Chapitre 3 : Groupes de micropieux

Chapitre 3 - Groupes de micropieux

3.1 Introduction

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 3 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 expérimentale 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, sont analysés et leurs résultats synthétisés. On traite séparément les comportements des groupes sous chargement vertical et sous chargement 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 Etudes 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): chargement vertical :
 - 4 groupes de 4 micropieux avec ou sans surcharge en surface ;
 - 5 groupes de 18 micropieux ;
- en mini chambre 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 Π_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; Pello et al., 1995 et Plumelle et Raynaud, 1996).

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 x 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.

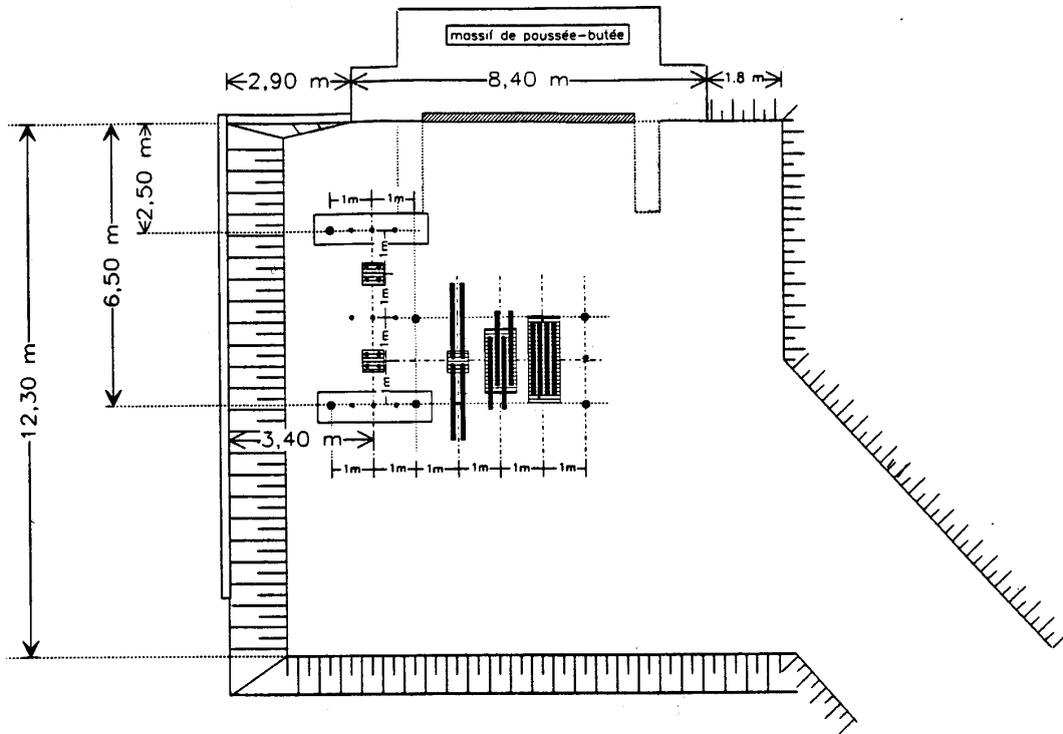
Le massif de sable

Le sable de Fontainebleau est un sable fin et uniforme. Les caractéristiques principales du sable sont les suivantes :

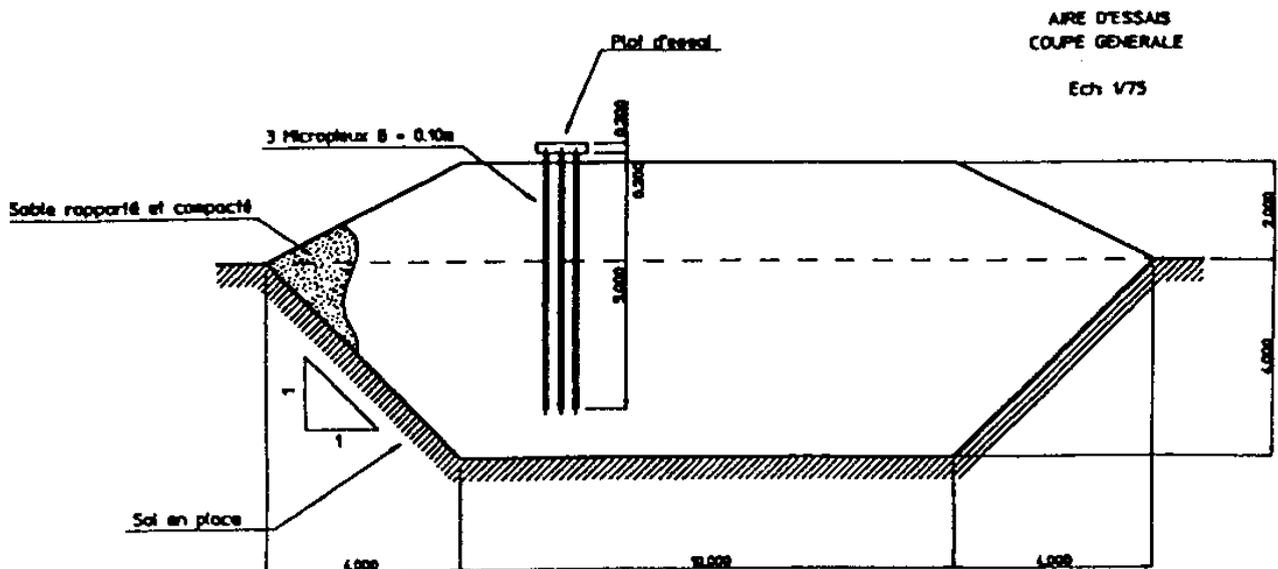
Poids volumique sec	$14,4 \text{ kN/m}^3 < \gamma_d < 14,82 \text{ kN/m}^3$
Indice de densité	$0,53 < I_D < 0,62$
Teneur en eau :	$7,9 \% \leq w \leq 10,8 \%$

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	$0,25 \text{ MPa} < p_l < 0,56 \text{ MPa}$



(a) – Disposition des micropieux testés



(b) – Coupe du site

Figure 3.1 – Site expérimental de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

Les micropieux

Ces essais concernent deux groupes de 4 micropieux verticaux. Les 2 groupes de micropieux sont (figure 3.2):

- 1 groupe de 4 micropieux de type II_h, espacés d'un entr'axe de 2 diamètres : M4, M5, M6, M7.
- 1 groupe de 4 micropieux de type R-Sol (ou IV), espacés d'un entr'axe de 2 diamètres : M14, M15, M16, M17.

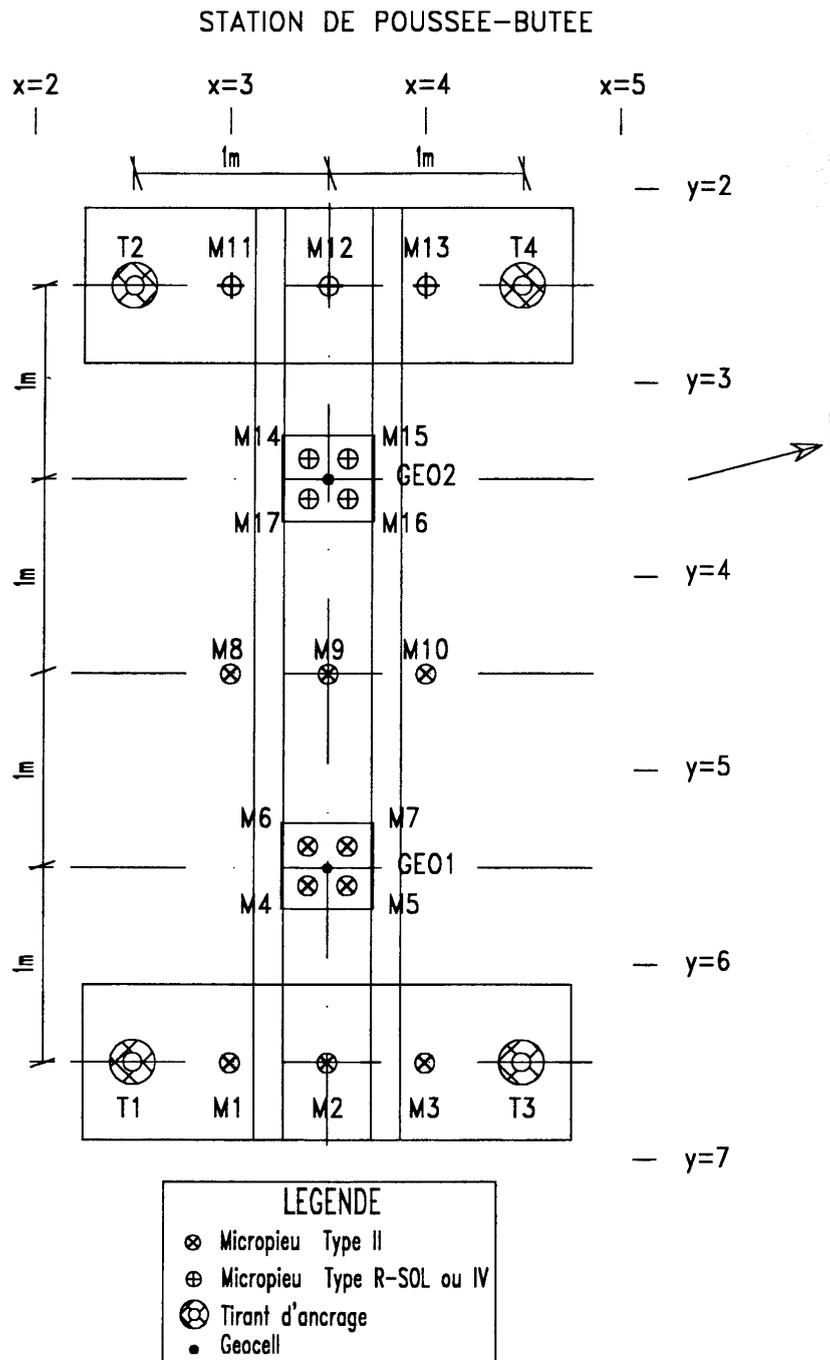


Figure 3.2 – Implantation des deux groupes de micropieux et des 9 micropieux isolés sur le site de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

Les micropieux de type II_h et R-SOL ont les mêmes dimensions :

- longueur scellée : D = 5m ;
- diamètre théorique : B = 100 mm ;
- tube en acier : Ø 50/40 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 note que la portance Q_{me} du micropieu isolé R-SOL était inférieure à celle du micropieu isolé II_h (FOREVER, 2002).

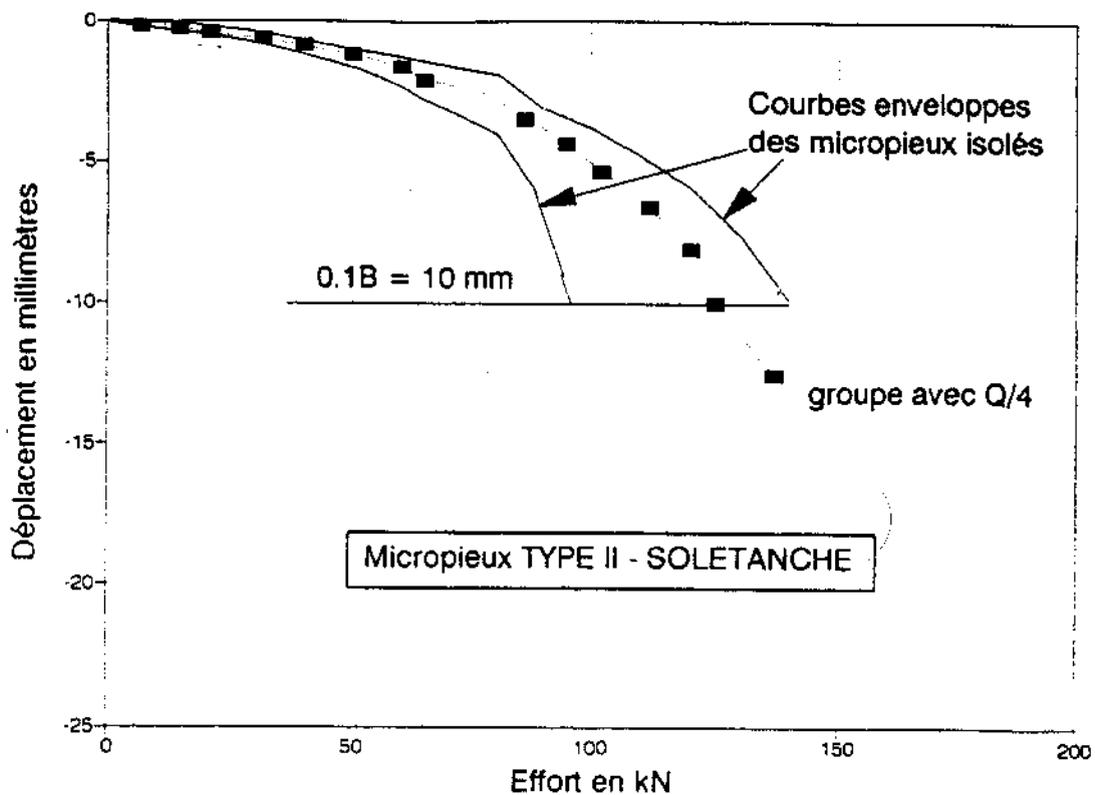


Figure 3.3 – Comparaison des courbes de chargement vertical du groupe de 4 micropieux (de type II_h) et des micropieux isolés du même type.

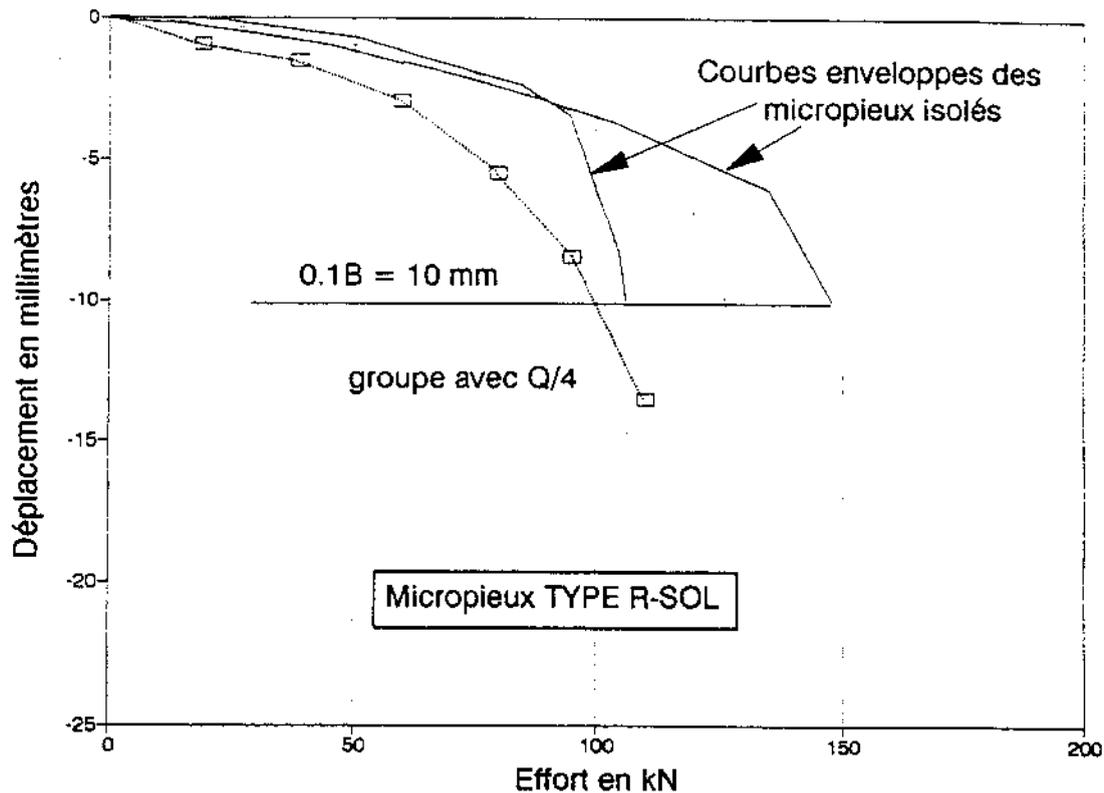


Figure 3.4 – Comparaison des courbes de chargement vertical du groupe de 4 micropieux (de type R-SOL) et des micropieux isolés du même type.

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 (Π_h et R-SOL).

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 Π_h et IV) pour différentes valeurs de la charge horizontale.

	Type	Charge (kN)		C_{eh}
		Groupe (4 micropieux)	Isolé	
T_c	Π_h	10	3,8	0,65
	IV	21	5,1	1,03
T_{le} (à $0,1 B$)	Π_h	18	5,8	0,77
	IV	20,5	5,6	0,91
T_{me}	Π_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.

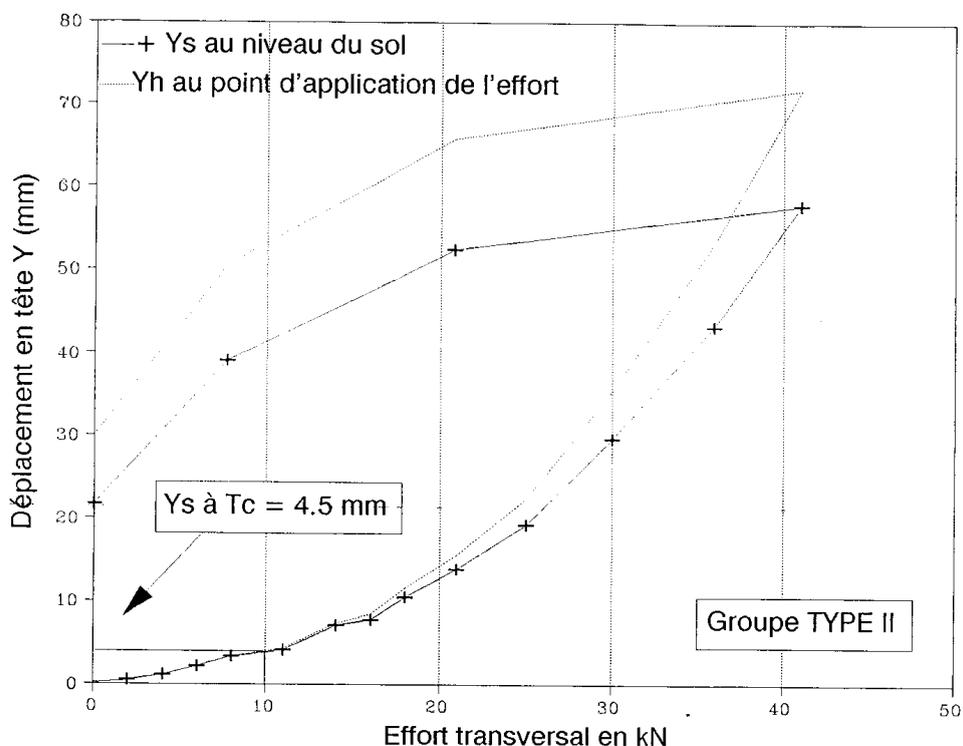


Figure 3.5 – Courbe de chargement horizontal du groupe de 4 micropieux de type II_h.

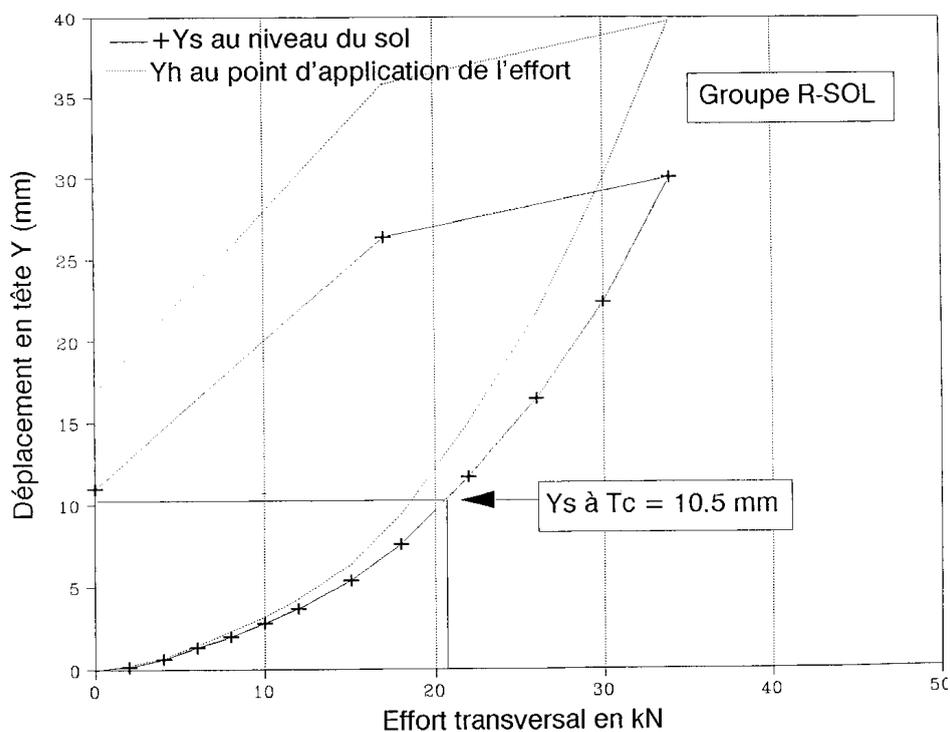


Figure 3.6 – Courbe de chargement horizontal du groupe de 4 micropieux de type IV.

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 ont été réalisés : 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 entr'axe de 1 m.

Ces 4 micropieux ont une longueur totale de 19 m (figure 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.

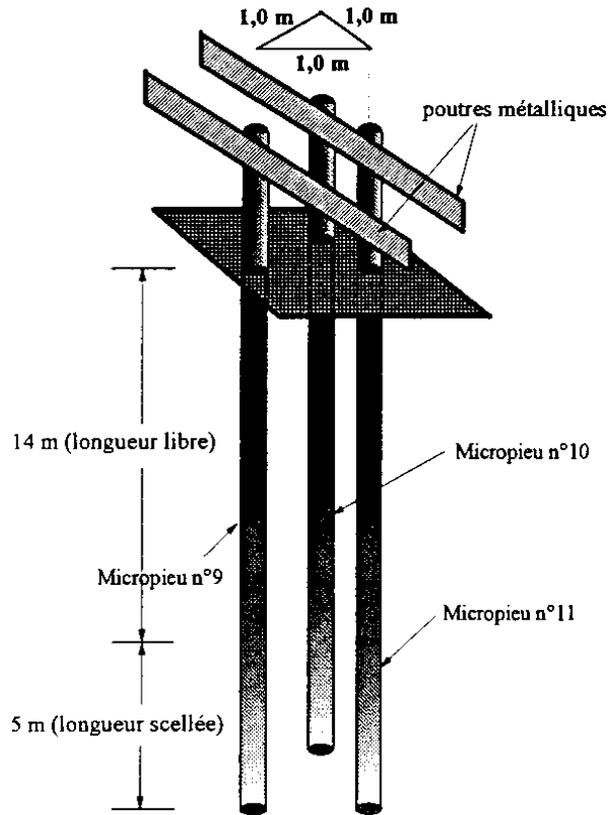


Figure 3.7 – Disposition du groupe de 3 micropieux.

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.

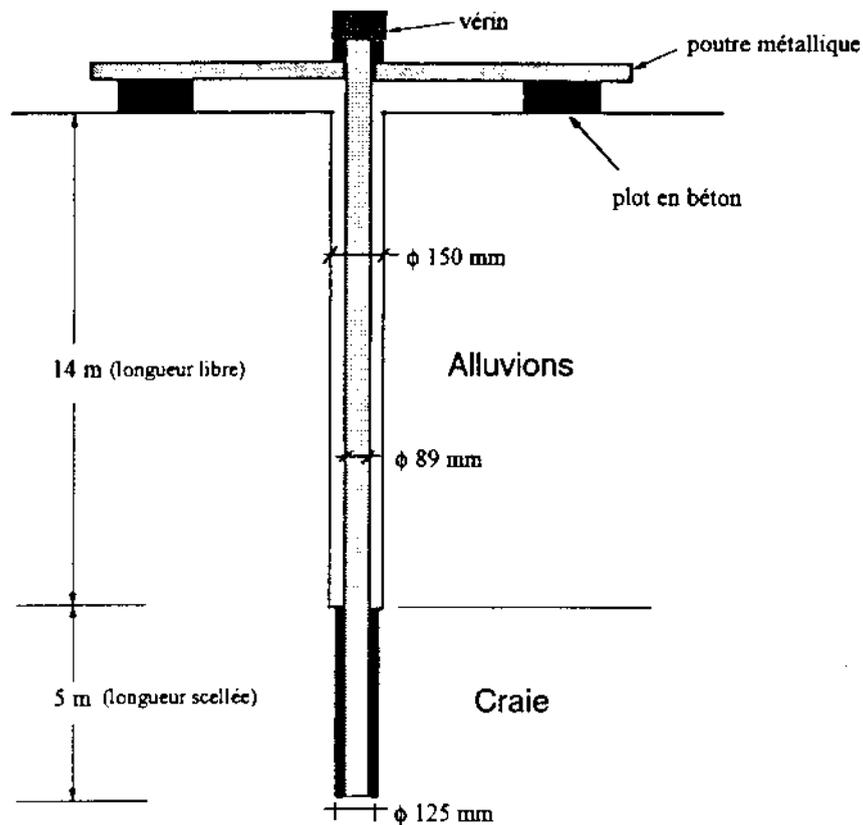


Figure 3.8 – Détail d'un micropieu type des essais de Rueil Malmaison.

Les 4 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 4 micropieux, pour des charges en tête de 360 kN et 540 kN.

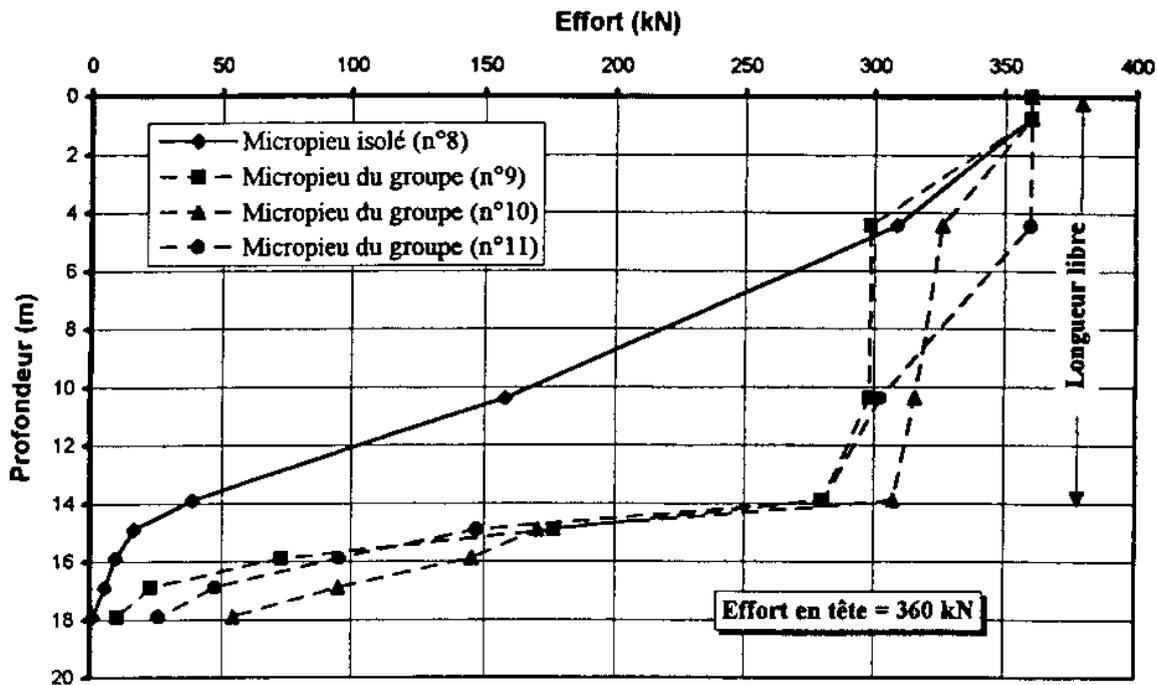


Figure 3.9 – Répartition de l’effort dans les micropieux d’essais de Rueil Malmaison pour un effort en tête 360 kN

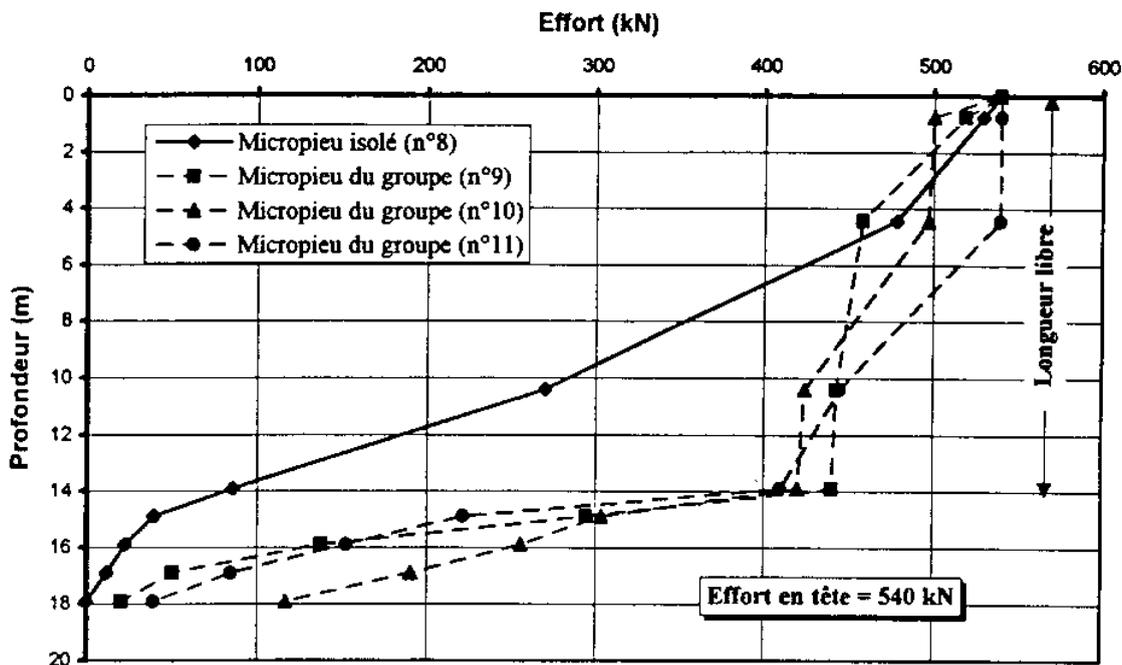


Figure 3.10 – Répartition de l’effort dans les micropieux d’essais de Rueil Malmaison pour un effort en tête 540 kN

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) (Maléki et al., 1995).

3.2.3 Essais en centrifugeuse (LCPC-Nantes)

Essais de chargement vertical de groupes de 3 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 1000 kg à une accélération de 100g ou de 500 kg à 200g (Garnier, 2001).

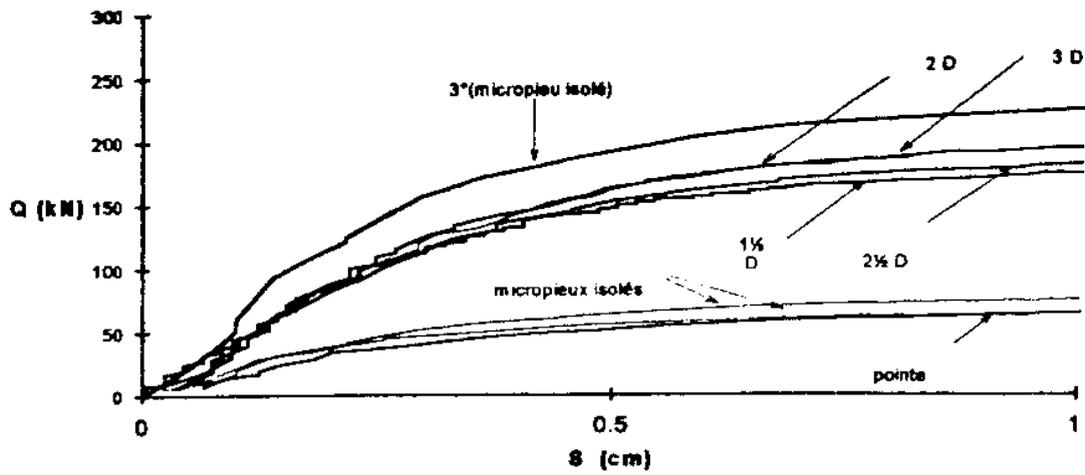
Dubreucq et al. (1995) examinent, par des essais en centrifugeuse, divers aspects de l'effet de groupe sous charge verticale. Les essais se sont déroulés dans trois conteneurs différents. Le sol est du sable de Fontainebleau, mis en place par pluviométrie avec un poids volumique contrôlé $\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$ 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^{ème}).

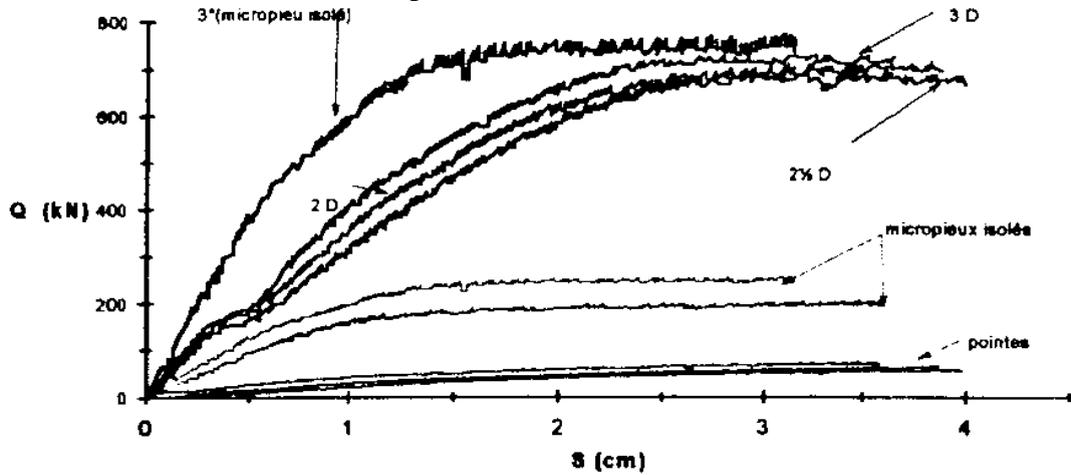
Les modèles de micropieux sont des tubes en aluminium de 0,5 m de long (prototype $D = 5 \text{ m}$), de 1,2 cm de diamètre ($B = 12 \text{ cm}$) et de 1,0 mm d'épaisseur ($e = 10 \text{ mm}$). Ils sont mis en place par vérinage sous gravité normale (1 g). Les groupes sont constitués de 3 micropieux 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 3 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.

Micropieux lisses (conteneur 1)



Micropieux frottants (conteneur 2)



Micropieux striés (conteneur 3)

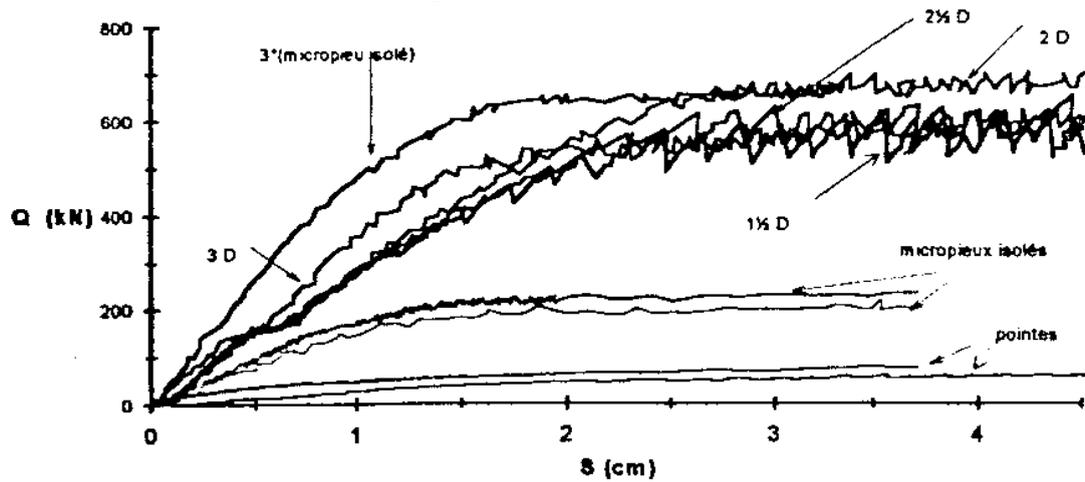


Figure 3.11 - Courbes de chargement vertical en centrifugeuse des micropieux isolés et en groupe (résultats en grandeurs prototypes)

Tableau 3.3 – Comparaison des coefficients d'efficacité des groupes obtenues lors des essais en centrifugeuse.

	Surface	S/B	Ce
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	frottant	1,5	-
Grp 6	frottant	2	0,93
Grp 7	frottant	2,5	0,91
Grp 8	frottant	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, par contre, 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).

Les fondations testées sont présentées sur la figure 3.12. Il s'agit de 4 groupes de micropieux verticaux en carré (N=3x3, 4x4, 5x5 et 6x6) 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 la même dimension en plan, à savoir 160 mm x 160 mm. Les dimensions des modèles réduits des micropieux sont $B = 6$ mm et $D = 25$ 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.

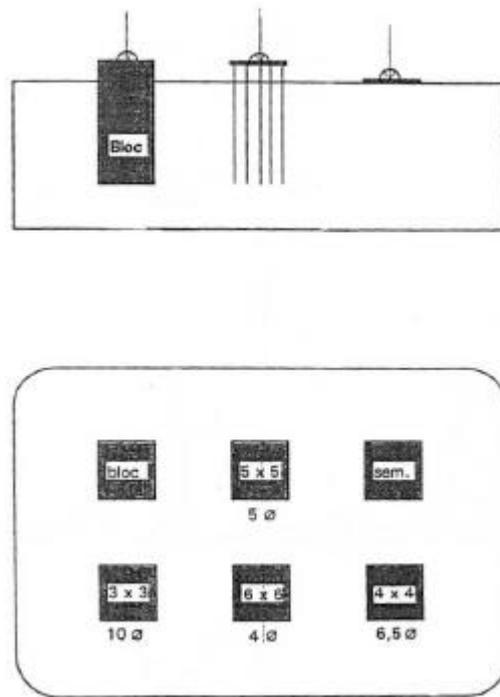


Figure 3.12 – Conteneur de centrifugeuse et fondations testées

La correspondance entre le nombre N de micropieux et l'espacement S est la suivante :

- N = 3 x 3 ; S = 10 B
- N = 4 x 4 ; S = 6,5 B
- N = 5 x 5 ; S = 5 B
- N = 6 x 6 ; S = 4 B

Les modèles sont à l'échelle 1/20^{ème} (accélération 20 g). Les dimensions des fondations prototypes sont donc :

- semelle isolée et semelles de liaison : surface 3,2 m x 3,2 m ;
- micropieux : B = 120 mm, D = 5 m ;
- bloc : 3,2 m x 3,2 m x 5 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 $c = 5$ kPa. Les fondations sont mises en place par fonçage à 1g. 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 grandeurs "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.

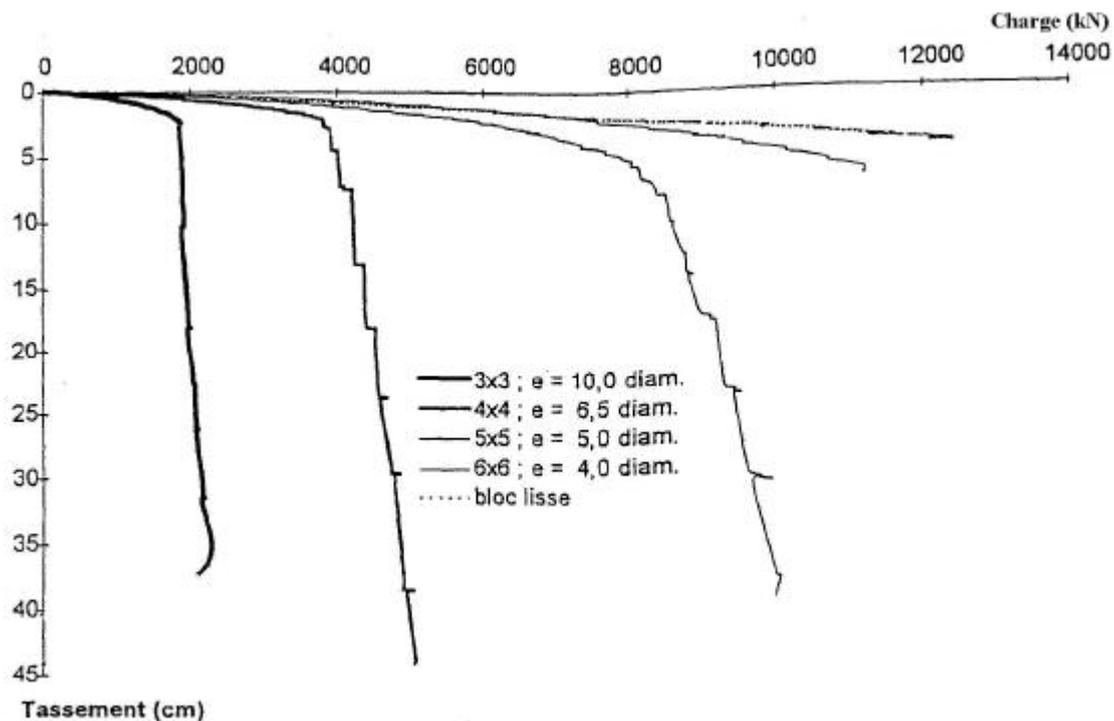


Figure 3.13 - Courbes de chargement des groupes de micropieux et du bloc monolithique (essais en centrifugeuse).

L'espacement entre les micropieux variant en même temps que le nombre de micropieux, il est difficile, a priori, de séparer leur 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 $s/B = 0.1$) :

$$\text{- Groupe } 4 \times 4 \text{ (S/B=6,5)} : \frac{C_e(4 \times 4)}{C_e(3 \times 3)} = 1,18$$

$$\text{- Groupe } 5 \times 5 \text{ (S/B=5)} : \frac{C_e(5 \times 5)}{C_e(3 \times 3)} = 1,53$$

$$\text{- Groupe } 6 \times 6 \text{ (S/B=4)} : \frac{C_e(6 \times 6)}{C_e(3 \times 3)} > 1,48$$

- le comportement du groupe le plus dense 6 x 6 (S = 4 B) est proche de celui du bloc monolithique.

Afin de déterminer la charge reprise par les semelles de liaison, les 3 fondations (3x3, 4x4 et 5x5) 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 6x6 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 3x3 et 4x4 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 note également un comportement similaire des trois fondations lors du déchargement. En revanche, il est intéressant de relever que le comportement de la fondation mixte avec 5x5 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.

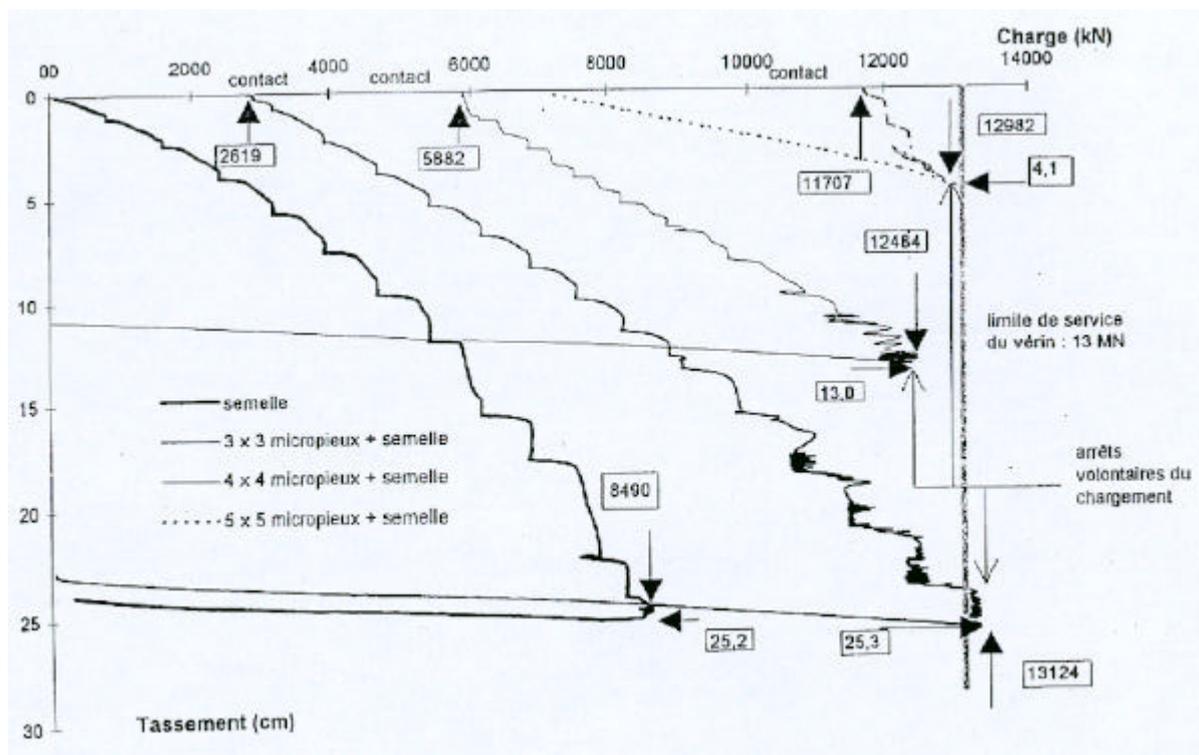


Figure 3.14 - Comparaison des courbes de chargement vertical des 4 fondations mixtes et de la semelle isolée (essais en centrifugeuse).

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) (voir chapitre 4, paragraphe 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 $1/10^{\text{ème}}$ 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 ;
- entr'axe $S/B=7$;

- 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 2 et 3 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 ($\gamma_d = 16,4 \text{ kN/m}^3$ et $I_D = 0,97$).

Deux configurations de groupes sont étudiées : un groupe de 2 pieux et un groupe de 3 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. Pour les pieux en ligne, le déplacement du groupe est plus grand que celui du pieu isolé.

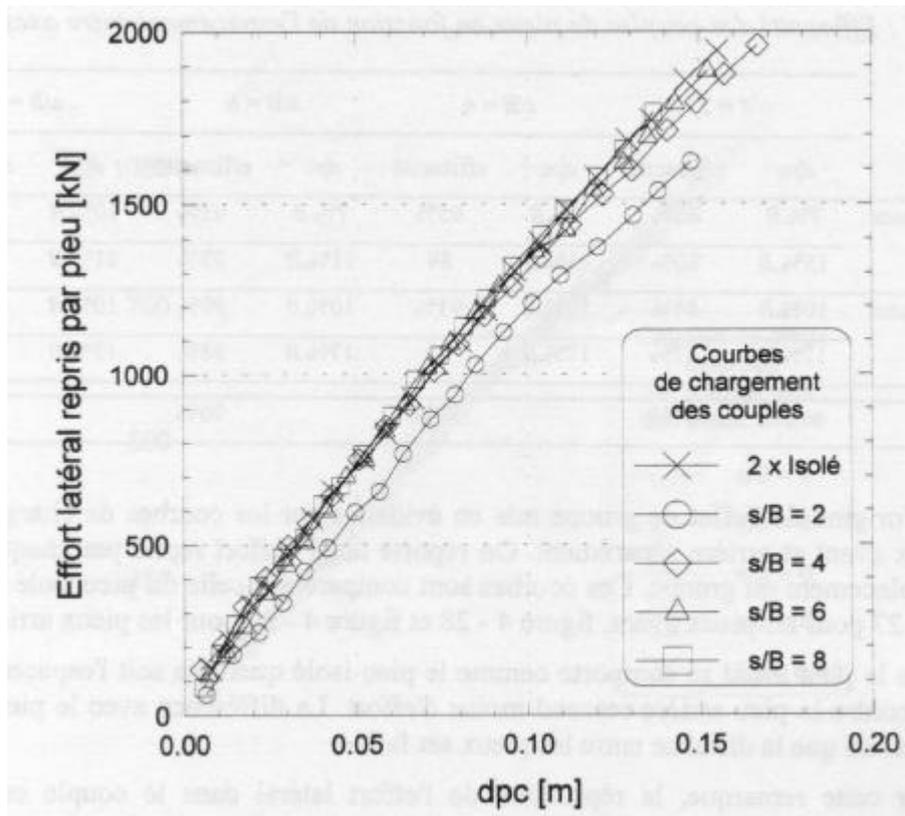


Figure 3.15 - Courbes de chargement de couples de pieux mis en place avec refoulement du sol (Essais en centrifugeuse).

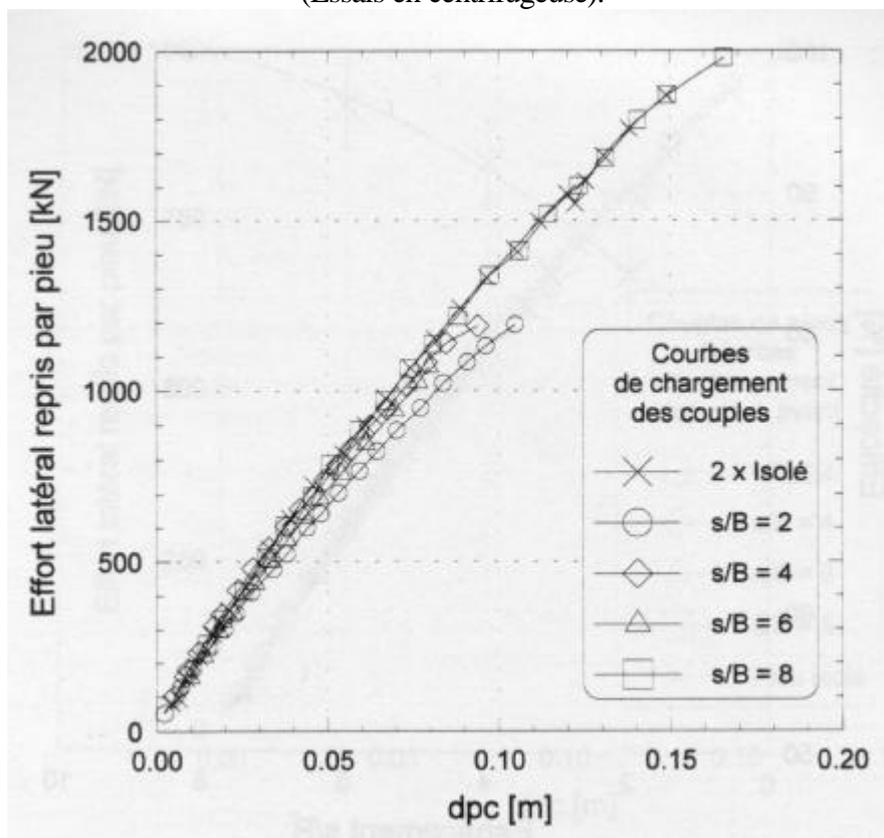


Figure 3.16 - Courbes de chargement horizontal de couples de pieux mis en place sans refoulement du sol (Essais en centrifugeuse).

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.

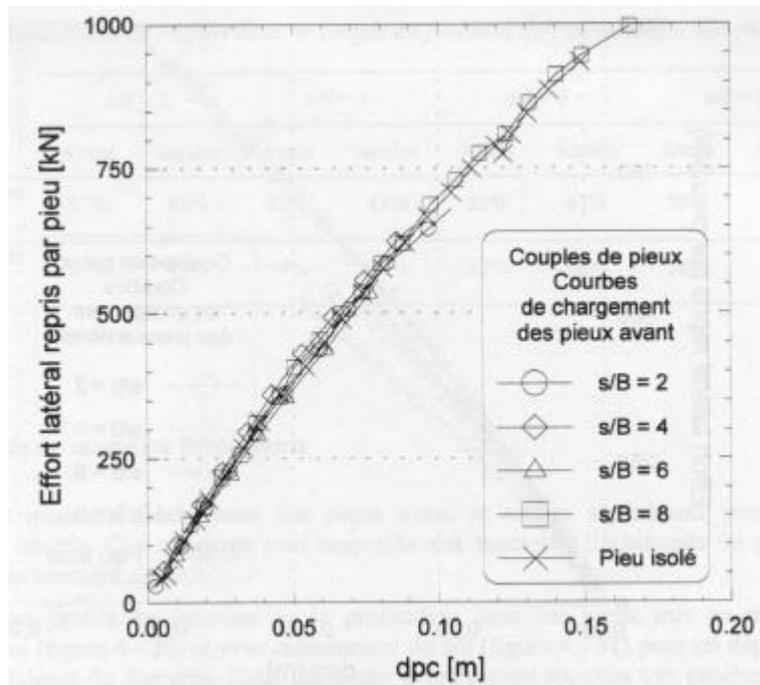


Figure 3.17 - Courbes de chargement des pieux avant mis en place sans refoulement du sol (Essais en centrifugeuse).

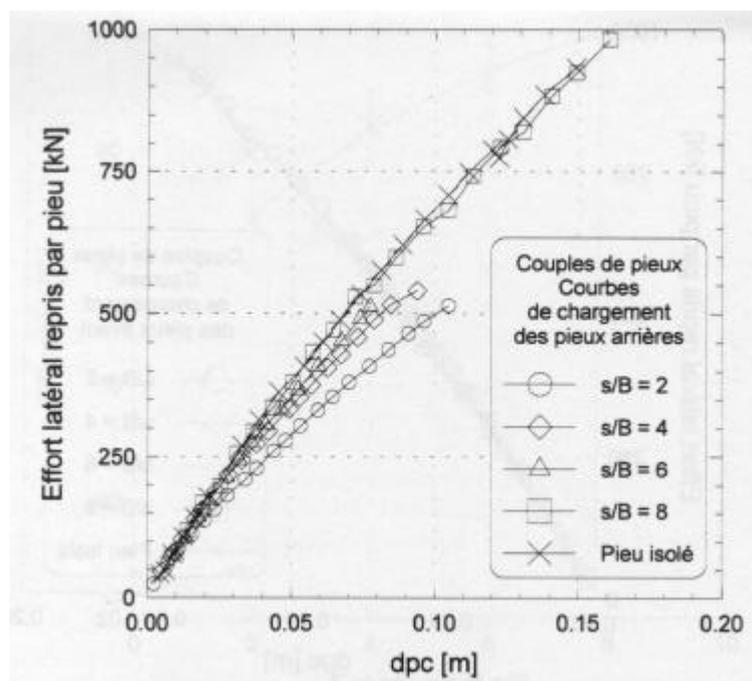


Figure 3.18 - Courbes de chargement des pieux arrière mis en place sans refoulement du sol (Essais en centrifugeuse).

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 de groupe de 2 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.

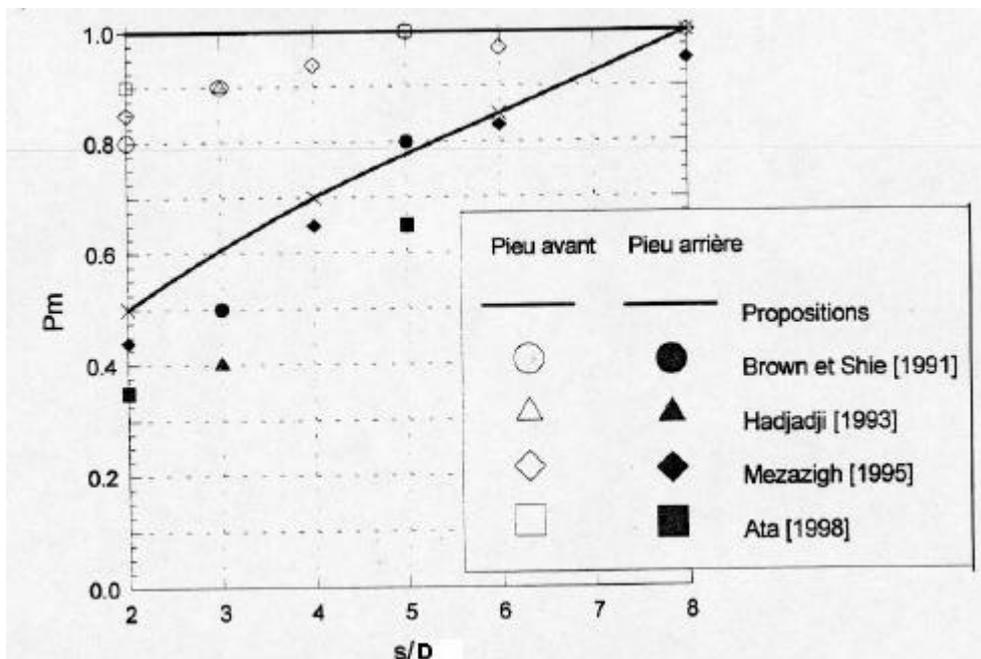


Figure 3.19 – Coefficients de réduction P_m pour les couples de pieux mis en place avec ou sans refoulement du sol . Comparaison avec ceux de la littérature.

Les figures 3.20 et 3.21 montrent les courbes de chargement des groupes de 3 pieux disposés en ligne et mis en place avec et sans refoulement du sol respectivement. Dans le cas des groupes de 3 pieux mis en place sans refoulement du sol, contrairement au cas des couples de 2 pieux, le pieu avant ne se comporte pas comme le pieu isolé de référence (figure 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 2 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.

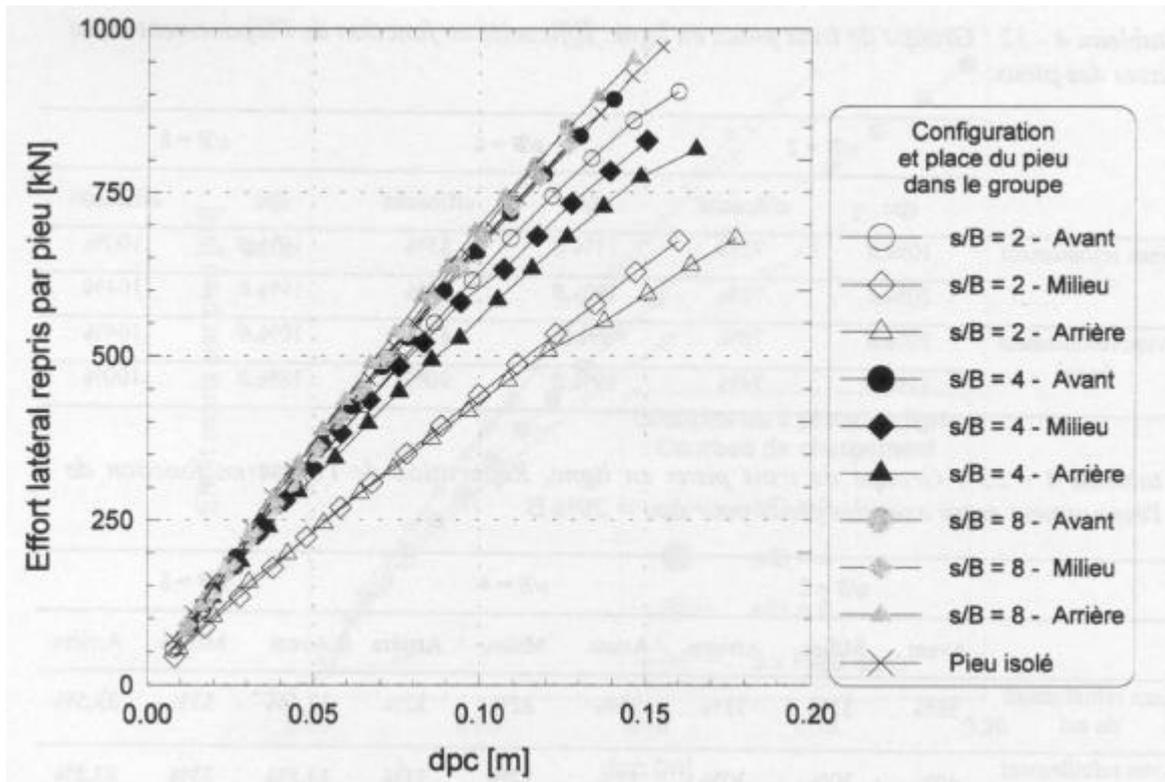


Figure 3.20 – Courbes de chargement horizontal des pieux avant, milieu et arrière des groupes de 3 pieux disposés en ligne et mis en place avec refoulement du sol. (Essais en centrifugeuse).

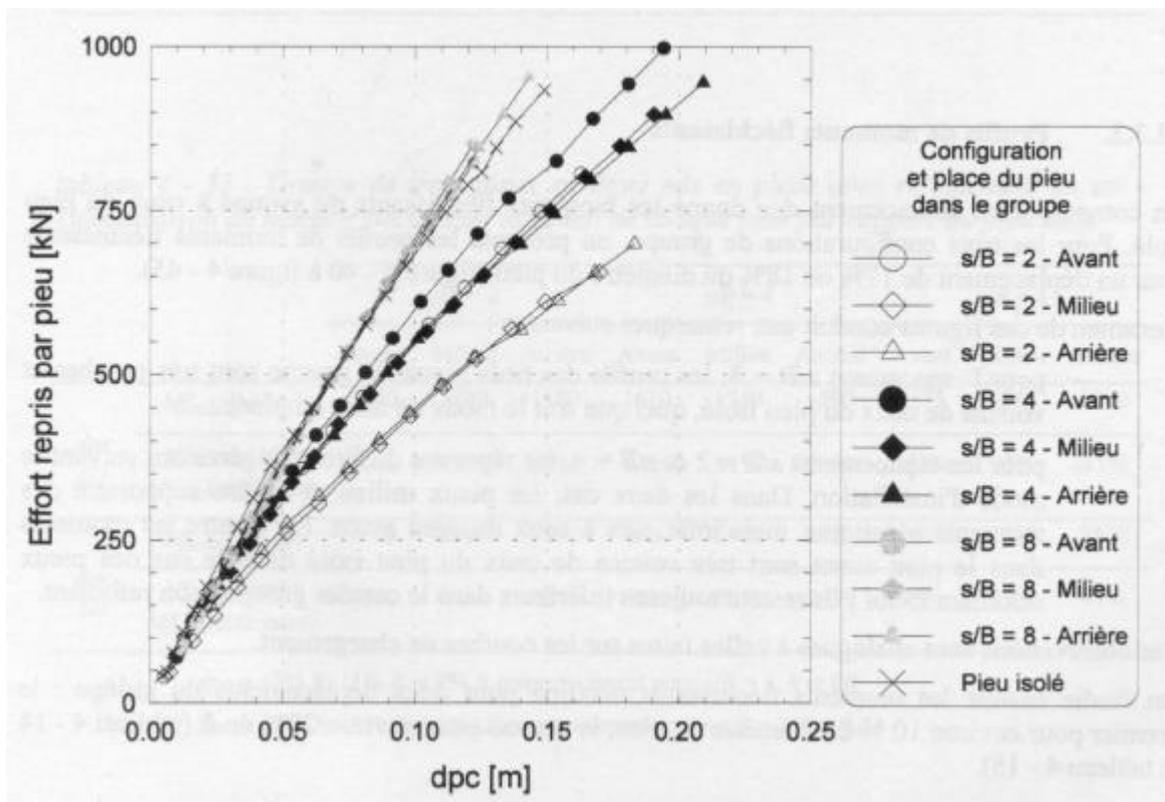


Figure 3.21 – Courbes de chargement horizontal des pieux avant, milieu et arrière des groupes de 3 pieux disposés en ligne et mis en place sans refoulement du sol. (Essais en centrifugeuse).

Les coefficients moyens de réductions P_m proposés par Remaud (1999) sont résumés sur la figure 3.22.

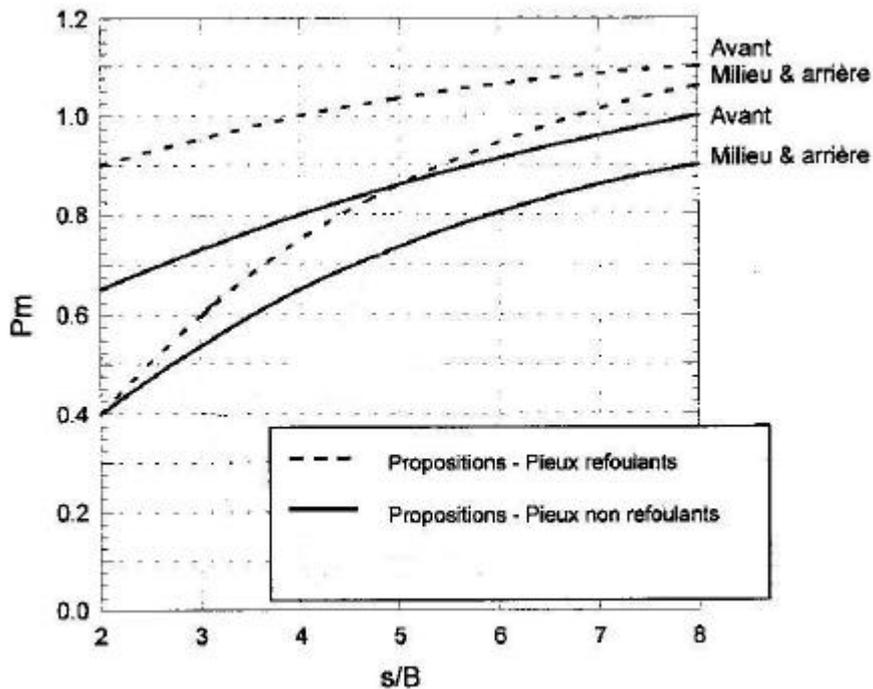


Figure 3.22 – Valeurs moyennes proposées pour le coefficient de réduction P_m pour les groupes de 3 pieux disposés en ligne, en fonction de l'espacement entre les pieux.

Pour les groupes de pieux disposés en rang (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 $S = 2 B$. 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-y 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). 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.

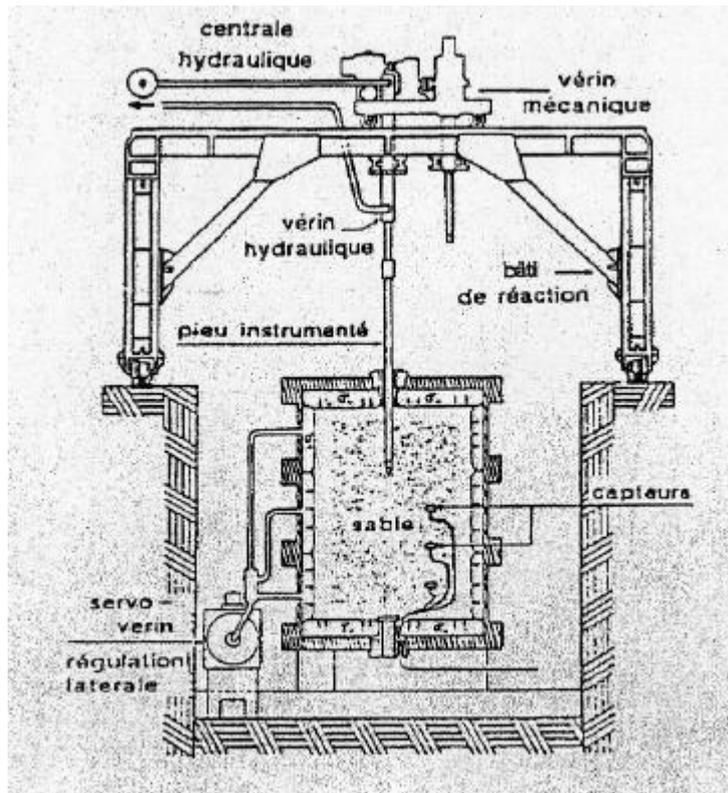


Figure 3.23. Chambre d'étalonnage du laboratoire L3S.

Essais de chargement vertical de groupes de 4 micropieux

Une première étude a été réalisée sur des groupes de 4 micropieux, dont deux sont instrumentés avec trois niveaux de jauges extensométriques.

Le sable utilisé est du sable de Fontainebleau dans un état moyennement dense ($w = 8\%$, $\gamma_d = 13,5$ kN/m³, $I_D \approx 0,5$; $p_1 \approx 0,5$ MPa).

Les micropieux sont des tubes d'acier foncés, de diamètre $B = 25$ mm et de fiche $D = 1,0$ m. Ils sont enduits de sable collé pour obtenir un état de surface rugueux.

Deux groupes de 4 micropieux ont été testés sous chargement vertical, avec la variation des paramètres suivante : entr'axe $S = 2 B$ et $S = 3 B$, surcharge verticale sur la surface du massif $q = 0$ et $q = 100$ 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 (figure 3.24).

Pour le micropieu moulé, sous un tassement $s = 0,1 B$, la pression en pointe est faible ($q_p = 0,8$ MPa) et le frottement axial mobilisé est maximal ($q_s = 6$ à 7 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 ($q_p = 4,3$ MPa). Le frottement axial présente un pic ($q_s = 6$ à 8 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) :

- 1) Série 1 : $q = 0$; $S = 2 B$;
- 2) Série 2 : $q = 0$; $S = 3 B$;
- 3) Série 3 : $q = 100 \text{ kPa}$; $S = 2 B$;
- 4) Série 4 : $q = 100 \text{ kPa}$; $S = 3 B$.

Dans chaque groupe 2 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 3 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 (kPa) maximum		
	Isolé	Groupe 2B	Groupe 3B	Isolé	Groupe 2B	Groupe 3B
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 4 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 de densification 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 $S = 2 B$. Ce dernier point semble montrer qu'il existe un entr'axe 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 la densification du sol. 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 2 B et de 3 B et sans

surcharge en surface ($q = 0$). On constate que la charge limite totale du groupe avec espacement de $3 B$ est inférieure d'environ 30 % à celle du groupe avec espacement de $2 B$. Pour $S = 3 B$, le coefficient d'efficacité est voisin de 1 (absence de tout effet de groupe).

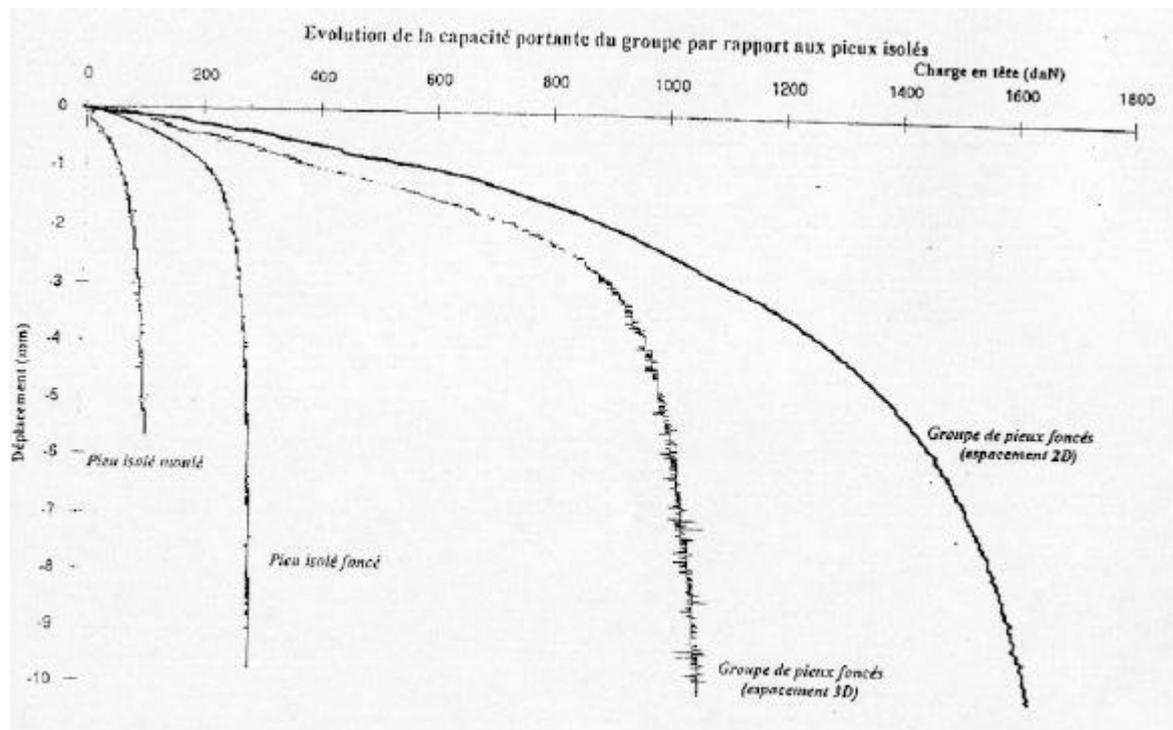


Figure 3.24 : Comparaison des courbes de chargement des micropieux isolés et des deux groupes de 4 micropieux foncés espacés de $2B$ et de $3B$ (sans surcharge en tête).

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 L3S (Foray et Estephan, 2001).

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 pluviation et permet d'obtenir un indice de densité homogène I_D voisin de 0,5. Le fonçage des micropieux et le chargement statique des groupes est assuré 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).

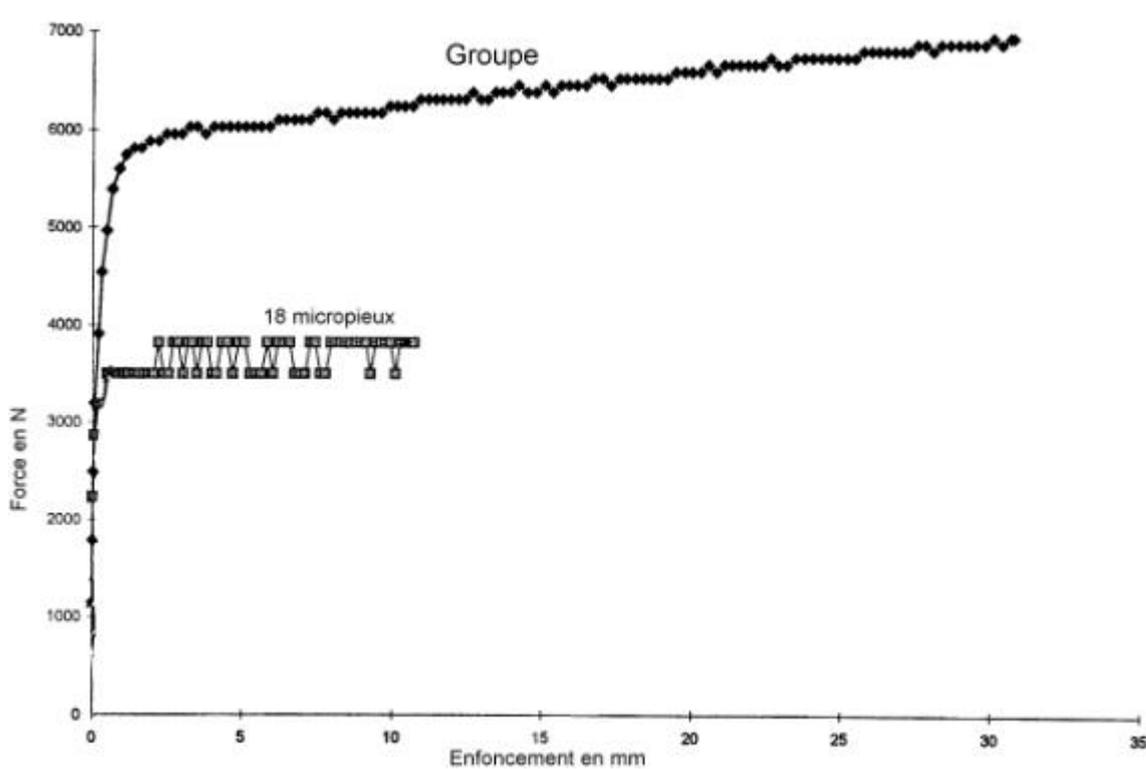
Cinq groupes ont été testés, avec des espacements de 3,5 B et 7 B. Ils sont installés suivant deux cercles concentriques avec 9 micropieux par cercle.

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.

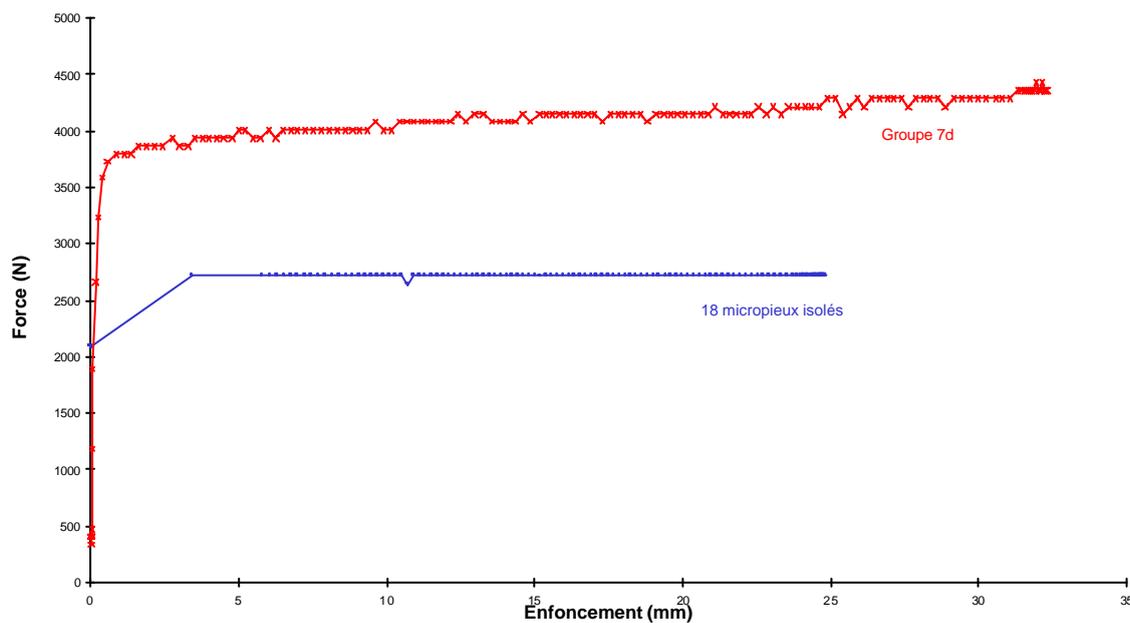
Tableau 3.7 - Caractéristiques des divers essais de chargement des groupes de 18 micropieux en cuve expérimentale.

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 chargement de 18 micropieux espacés de 7 B (1999-2).

Figures 3.25 Courbes de chargement de groupes de 18 micropieux en cuve expérimentale.

Les coefficients d'efficacité des groupes obtenus pour l'ensemble des essais de chargement 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'une densification plus grande 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 mini-chambre 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 mini-chambre par Francis et al. (1996) sont au nombre de 42. Ils comportent 3 séries différentes : les essais sur un micropieu isolé non instrumenté (18 essais), les essais sur un modèle de micropieu instrumenté en pointe - mini-pénétromètre - (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. 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 mini-chambre 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 ; 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.

L'influence de l'espacement des micropieux est examinée pour $I_D = 0,36$ (sable lâche). Lorsque l'entr'axe 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'entr'axe optimale.

En ce qui concerne le coefficient d'efficacité global 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} , également, croît 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).

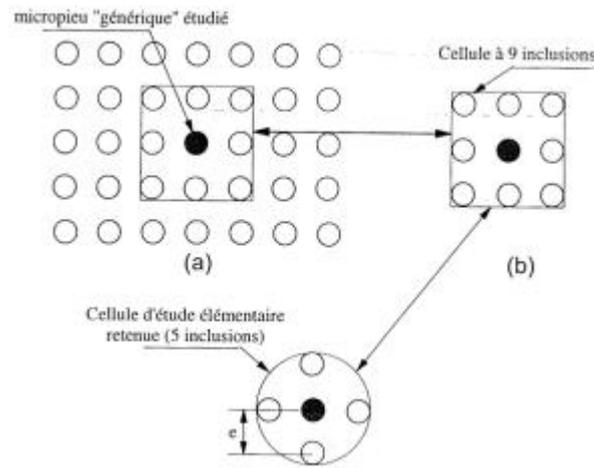


Figure 3.26 - Géométrie des cellules élémentaires à 5 micropieux

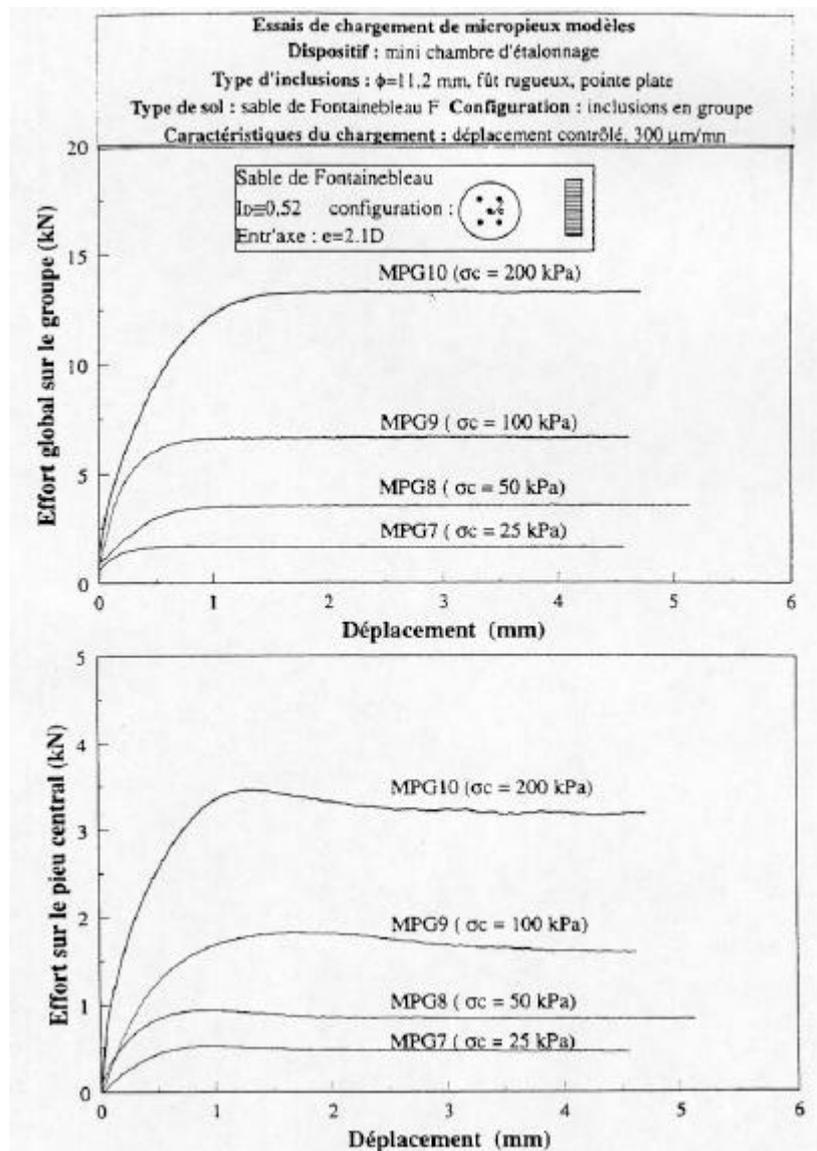


Figure 3.27 – Influence de la contrainte de consolidation sur le comportement d'un groupe de 5 micropieux.

Essais en chambre d'étalonnage

Francis et al. (1999) examinent le comportement de micropieux modèles sous chargement vertical en chambre d'étalonnage de diamètre 52 cm et de hauteur 70 cm.

Les micropieux utilisées 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 mini-chambre d'étalonnage (Francis et al., 1996) (figure 3.26). Les principales caractéristiques des essais de groupe sous chargement vertical monotone (de compression) sont données dans le tableau 3.10. 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'entr'axe 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.

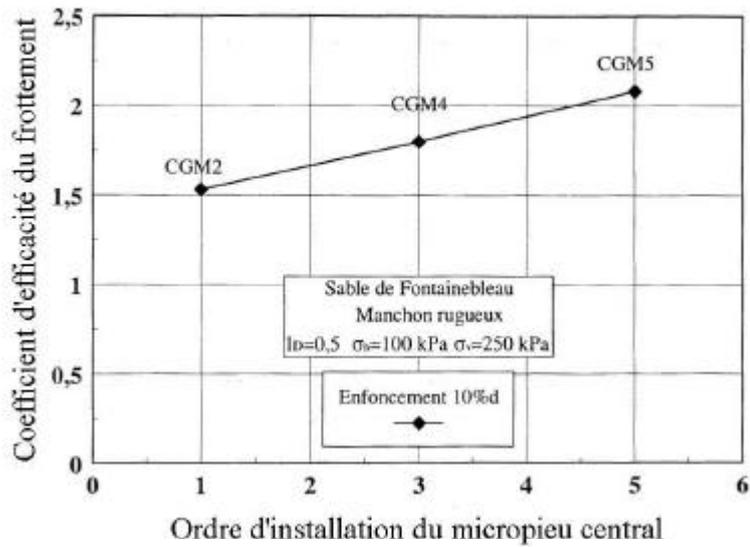


Figure 3.28 – Coefficient d'efficacité du groupe de 5 micropieux chargé verticalement en fonction de l'ordre d'installation du micropieu central

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.

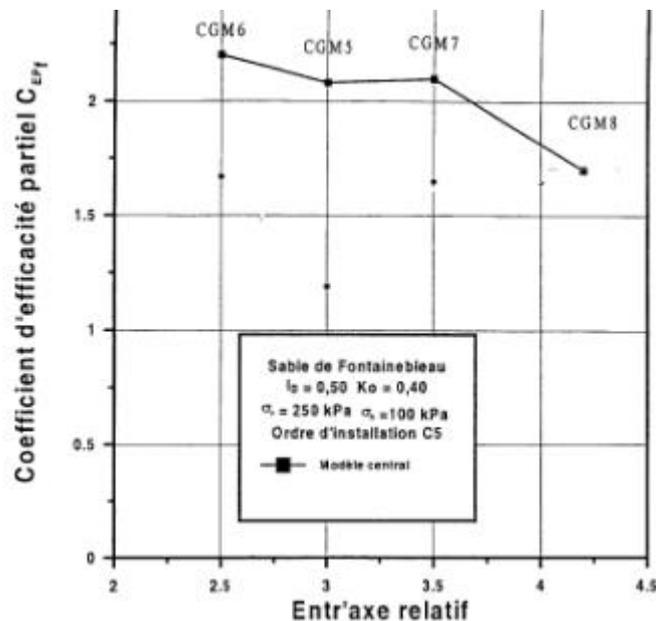


Figure 3.29 – Groupes de 5 micropieux sous chargement vertical : coefficient d'efficacité partiel (frottement axial) du micropieu central en fonction de l'espacement entre les micropieux

En ce qui concerne le coefficient d'efficacité C_{eg} , on note que, pour l'ensemble des essais, il est inférieur à 1 : $0,75 < C_{eg} < 0,87$.

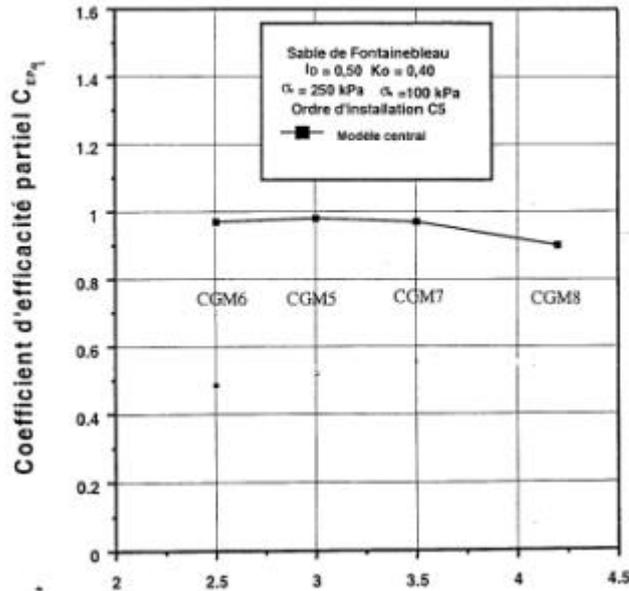


Figure 3.30 – Groupes de 5 micropieux sous chargement vertical : coefficient d'efficacité partiel (en pointe) du micropieu central, en fonction de l'espacement entre les micropieux

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 sur le 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.

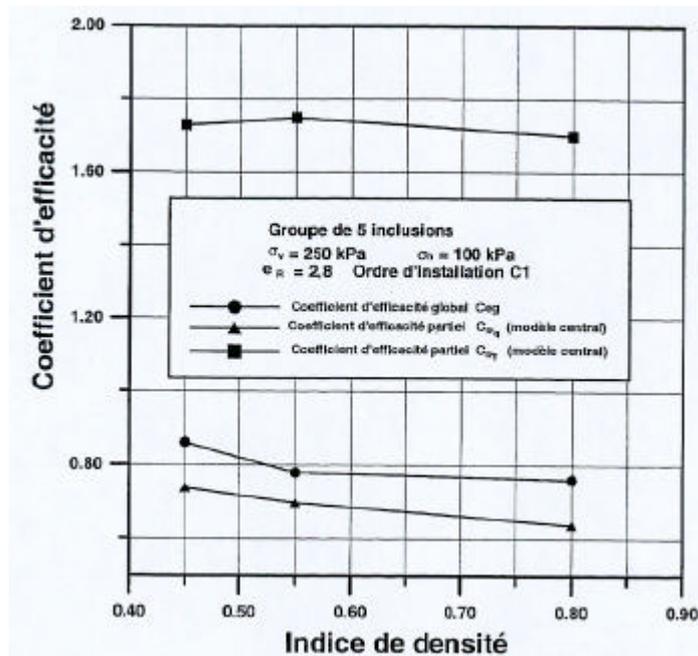


Figure 3.31 – Groupes de 5 micropieux sous chargement vertical : coefficients d'efficacité en fonction de l'indice de densité du massif de sable.

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 de densification 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 fut. 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), afin d'en comparer l'efficacité globale avec celle des réseaux correspondants (voir chapitre 4, paragraphe 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) 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 4 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 (figure 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 (figure 3.32).

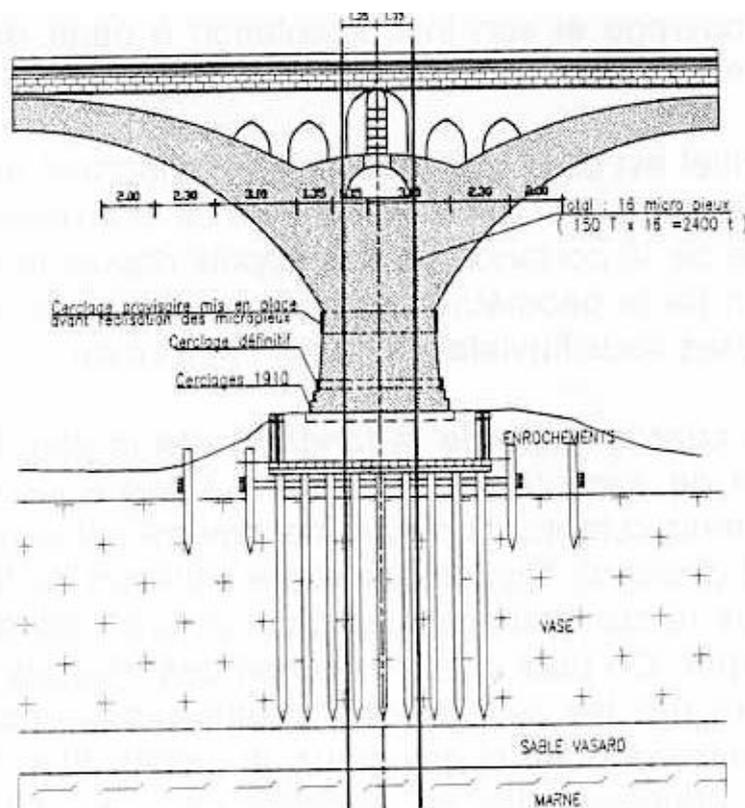


Figure 3.32. Groupe de micropieux renforçant l'ancienne fondation.

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 dans 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.

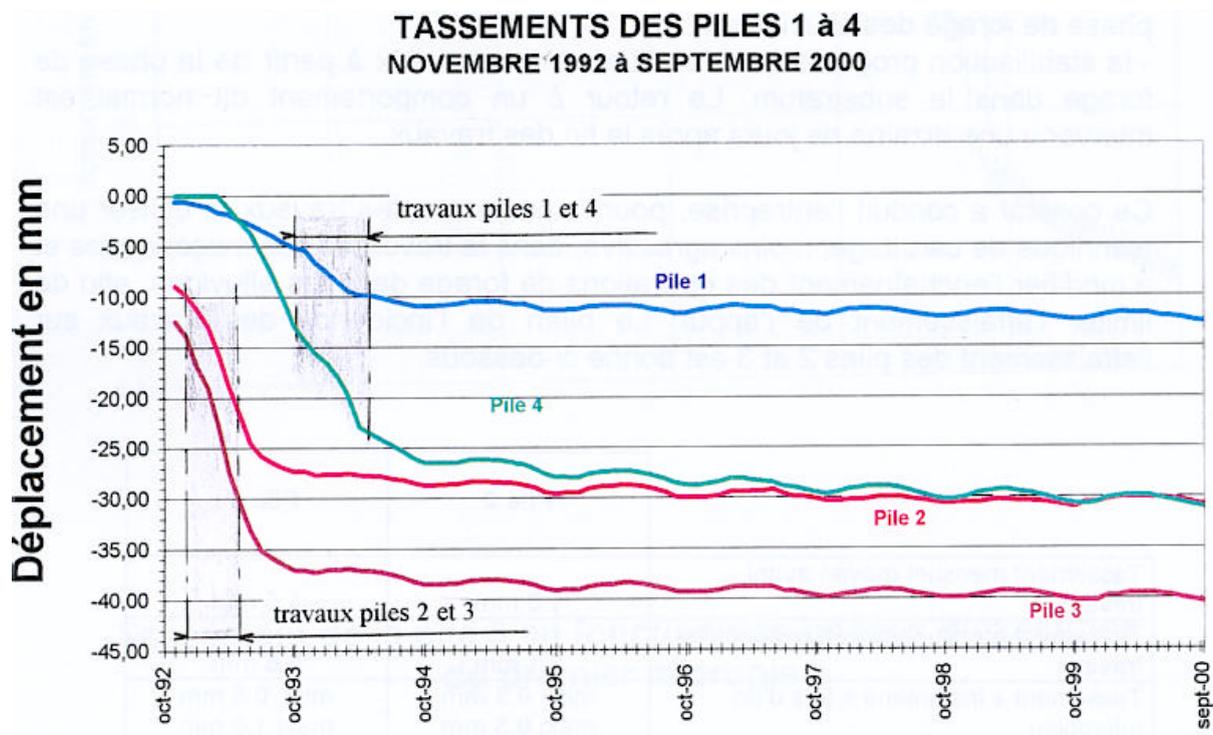


Figure 3.33. Tassements durant et après réalisation des micropieux.

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.

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).

A 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 déjà été observé dans la stabilisation des pentes par inclusions.

3.3 Analyse des résultats

3.3.1 Etude des paramètres influant sur la portance verticale

3.3.1.1 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 3.34 et montrent que l'effet de groupe est optimal pour un espacement S compris entre $2 B$ et $3 B$.

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 3.35 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 $3 B$ et $4 B$.

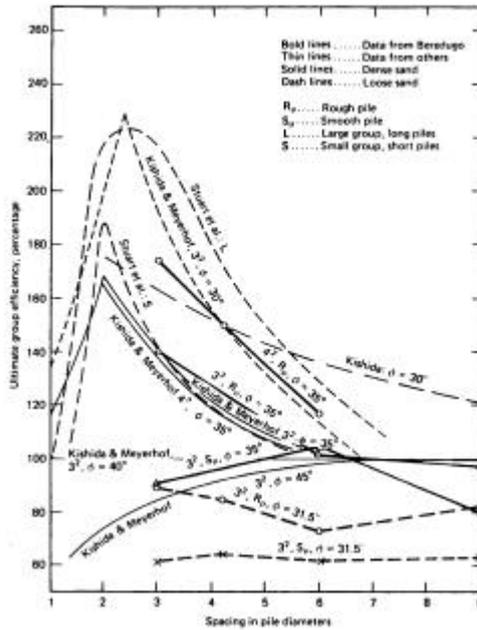


Figure 3.34 – Valeurs mesurées des coefficients d'efficacité de groupes de micropieux dans du sable (Lo, 1967)

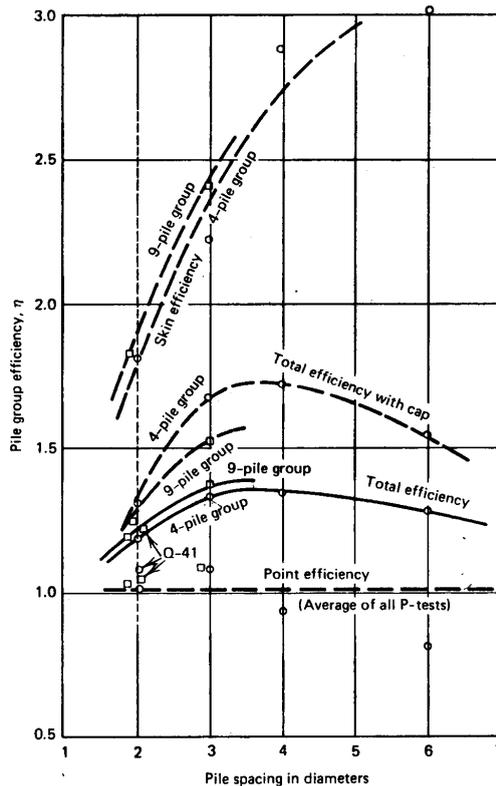


Figure 3.35 – Coefficients d'efficacité mesurés pour des groupes de micropieux (Vésic, 1969)

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 coefficients 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 3 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 3.36 (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 3.36, faire les remarques suivantes :

- le coefficient d'efficacité C_e semble augmenter avec l'élançement, mais il ne dépasse jamais 1,3 ;
- un entr'axe 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).

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.

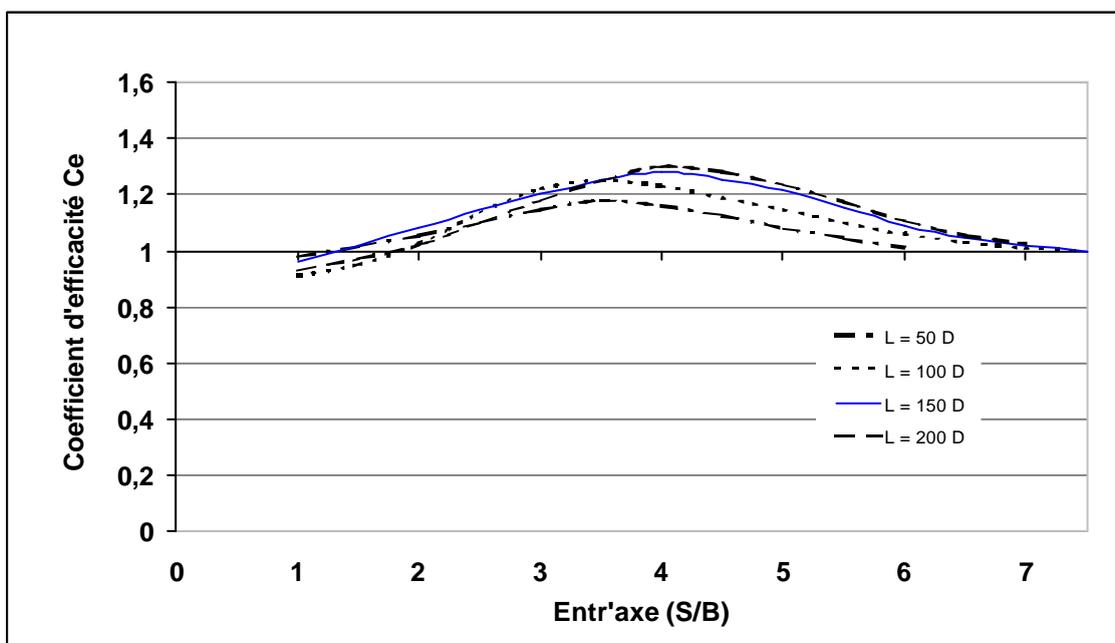


Figure 3.36 – Influence de l'espacement relatif (S/B) dans un modèle de groupe de micropieux sur le coefficient d'efficacité global (Lizzi et Carnevale, 1979)

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 rappelés 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	Entr'axe 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 <Ce< 1,1
LCPC	Centrifugeuse à 10 g	3	Fonçage	1,5 à 3	0,5	1,2	0,65	0,76 <Ce< 1,05
LCPC	Centrifugeuse à 20 g	9 à 36	Fonçage	4 à 10	0,25	6	0,57	1,18 <Ce< 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 <Ce< 1,1
L3S	Cuve expérimentale	18	Fonçage	3,5 et 7	1	2	0,45 / 0,5	1,6 <Ce< 2,2
CERMES	Mini chambre d'étalonnage	5	Fonçage	2,1	0,2	1,12	0,36 / 0,50 / 0,76	0,59 <Ce< 0,95
CERMES	Chambre d'étalonnage	5	Fonçage	2,8	0,5	2	0,45 / 0,55 / 0,8	0,75 <Ce< 0,87
CERMES (2001)	Chambre d'étalonnage	5	Fonçage	4	0,5	1	0,55	0,63 <Ce< 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 3.37 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'élancement.

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.

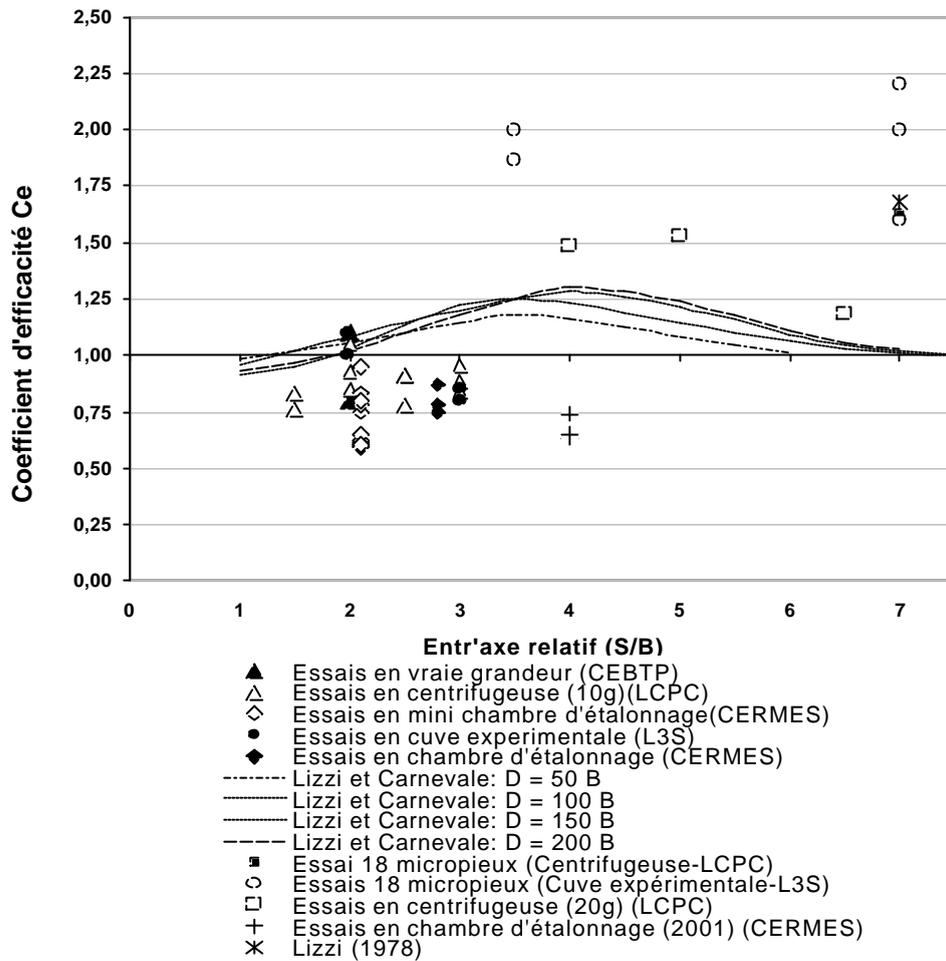


Figure 3.37 – Valeurs du coefficient d'efficacité mesurées dans les essais des groupes de micropieux réalisés dans le cadre du Projet National FOREVER, en fonction de l'espacement relatif entre les micropieux.

3.3.1.2 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 mini-chambre d'étalonnage et en chambre d'étalonnage décrites au paragraphe 3.3.5. Toutes les deux semblent indiquer que le coefficient d'efficacité croît lorsque la densité décroît.

3.3.1.3 Nombre de micropieux

Les divers essais de chargement de groupe 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 résumé sur la figure 3.38.

Cette figure met en évidence une nette amélioration du coefficient d'efficacité des groupes chargés verticalement, pour N = 16 par rapport à N = 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 de densification du sol que les micropieux périphériques.

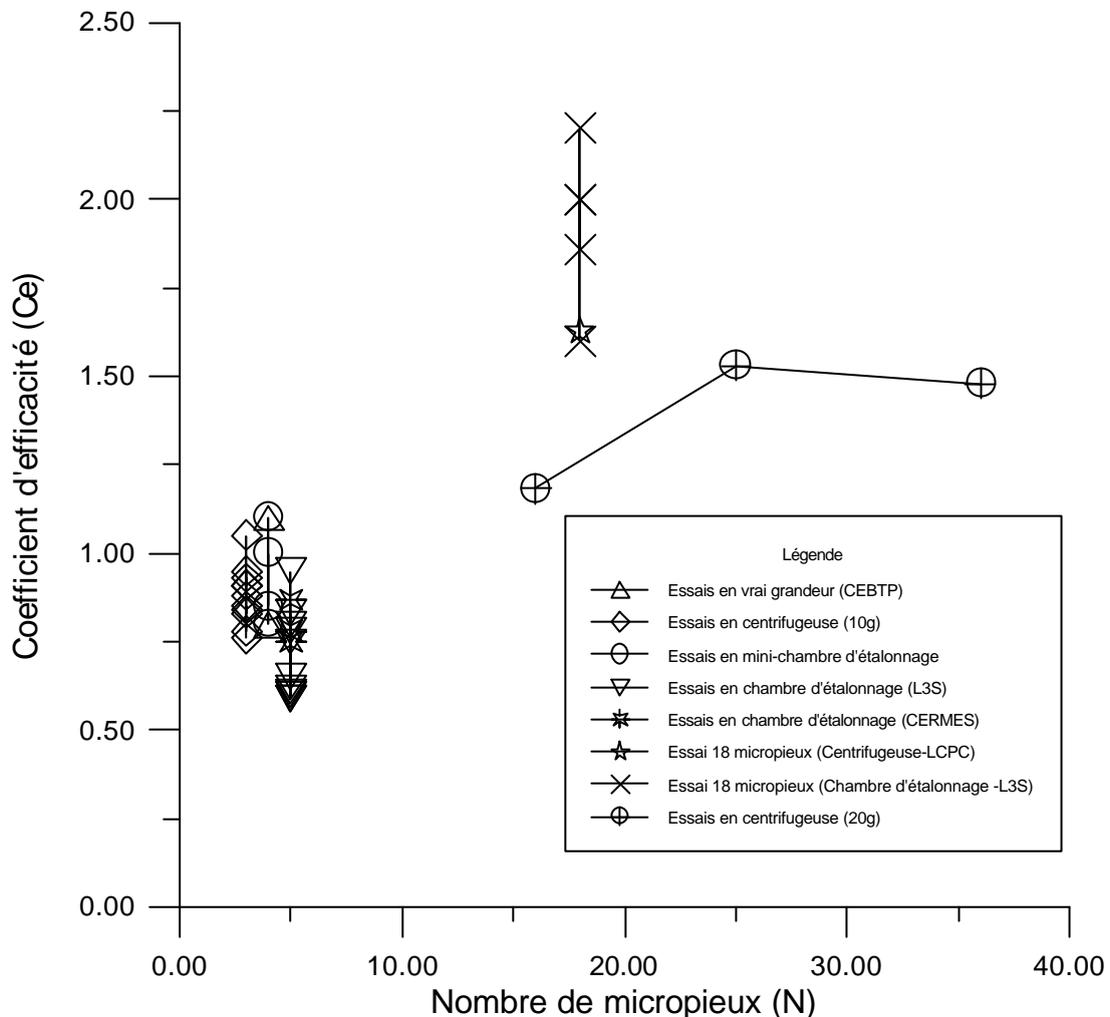


Figure 3.38 – Influence du nombre de micropieux sur le coefficient d'efficacité du groupe dans les essais du CERMES (PN FOREVER, sable de Fontainebleau).

3.3.1.4 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). 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 5 micropieux forcés dans du sable moyennement dense ($I_D=0,5$), augmente la portance du groupe (figure 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 3.39 montre l'ordre de mise en place généralement pratiqué sur les chantiers.

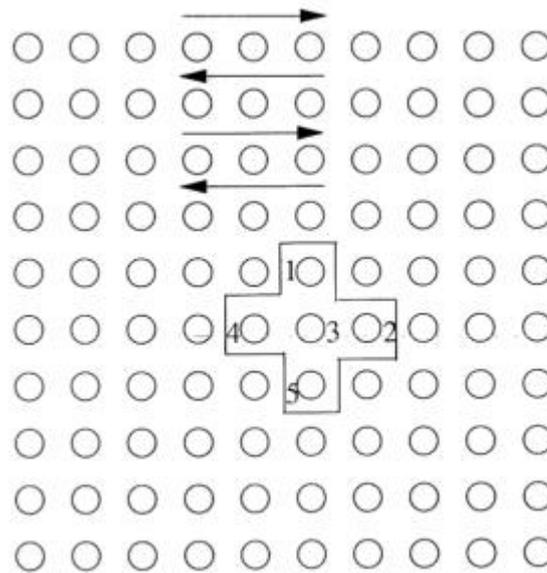


Figure 3.39 – Méthode de mise en place classique pratiquée sur les chantiers

Francis et al. (1999) 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 (figure 3.40). Les micropieux foncés pendant la dernière phase bénéficient d'un effet d'enserrement assez important assuré par les micropieux, mis en place 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 foncés et une utilisation de groupes de micropieux pour des ouvrages neufs.

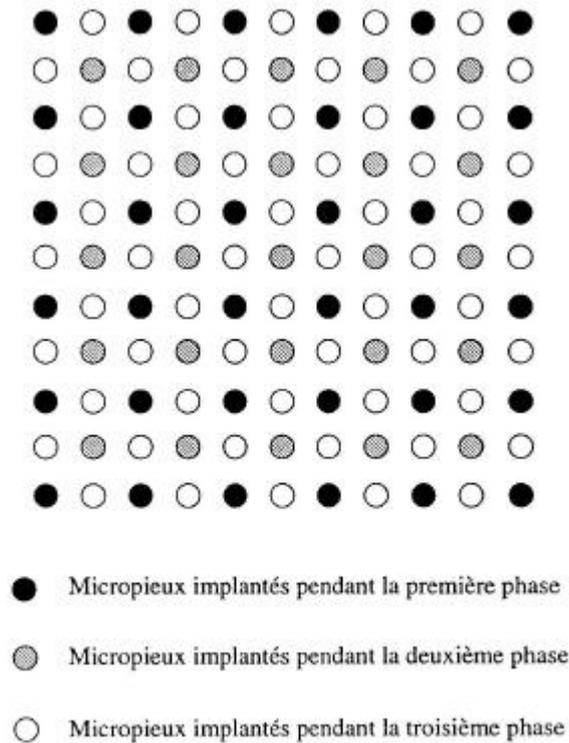


Figure 3.40 – Méthode de mise en place proposée pour des micropieux foncés.

3.3.1.5 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 et dont l'espacement variait de $4B$ à $6B$ selon les essais. Les modèles de micropieux testés ont 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 était l'objet de l'étude réalisée sur 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.

3.3.2 Etude 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.

3.3.2.1 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 (figure 3.41c).

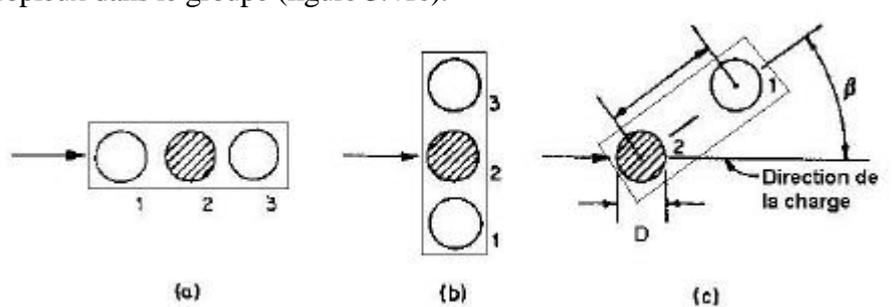


Figure 3.41 – Influence de la géométrie du groupe sur la réaction transversale (Reese et al., 1994).

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 3.41a, 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.

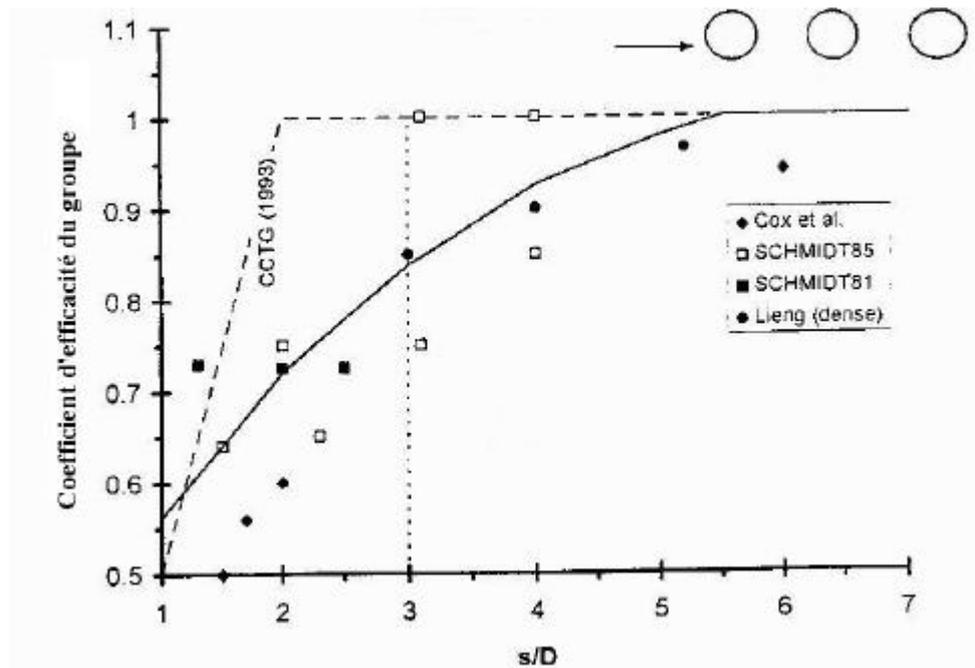


Figure 3.42 – Coefficient d'efficacité h_{hl} pour un groupe de 3 micropieux disposés en ligne en fonction de l'espacement (Reese et al., 1994)

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 (figure 3.42).

Ils donnent également des expressions semi-analytiques pour évaluer les coefficients d'efficacité sous chargement horizontal des pieux avant et arrière d'un groupe 3 micropieux disposés en ligne :

Pour le pieu avant :

$$h_{hl} = 0,7309 \left(\frac{S}{B} \right)^{0,1951} \quad \text{pour } 1 < S/B < 3,37$$

et $h_{hl} = 1$ pour $S/B > 3,37$

Pour les pieux milieu et arrière :

$$h_{hl} = 0,5791 \left(\frac{S}{B} \right)^{0,32919} \quad \text{pour } 1 < S/B < 5,37$$

et $h_{hl} = 1$ pour $S/B > 5,37$

Remaud (1999, voir paragraphe 3.2.5), 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).

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

Bien qu'elles ne sont pas strictement comparables, on peut relever néanmoins que les valeurs de h proposées par Reese et al. sont sensiblement supérieures aux valeurs de P_m proposées par Remaud.

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 3.41b, 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 ;

$$h_{hr} = 0,5292 \left(\frac{S}{B} \right)^{0,5659} \quad \text{pour } 1 < S/B < 3,28$$

et $h_{hr} = 1$ pour $S/B > 3,28$

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 h_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): trois pieux 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. Il 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 : $h_{hr} = 0,78$ 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.

3.3.2.2 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 mises en place ont été testées : 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 2 pieux disposés également en ligne. La densité de 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 mises en place, mais qui varient avec l'espacement relatif S/B entre les pieux (figure 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 figure 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.

3.4 Conclusions et Recommandations

3.4.1 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 élancés. 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 la densification du sol dans l'effet de groupe.

Ceci dit, l'effet de groupe apparaît optimal pour une valeur de l'entr'axe relatif S/B entre les micropieux comprise entre 2,5 et 4. Pour des valeurs inférieures de cet entr'axe, ils semblerait que la densification devienne trop forte 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 n'y a pas d'amélioration sensible 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 PN 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 PN 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.

3.4.2 Reprise des efforts horizontaux par les groupes de micropieux

Les expérimentations menées dans le cadre du PN 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 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 entr'axe de 6 à 7 diamètres ;
- lorsque les micropieux sont disposés en rang (perpendiculaires à la direction du chargement), la résistance 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'entr'axe habituel de 3 diamètres ;
- les micropieux refoulant le sol présentent une meilleure rigidité au chargement horizontal que les pieux ne refoulant pas le sol.

Chapitre 4 : Réseaux de micropieux

Chapitre 4 – Réseaux de micropieux

4.1 Introduction

On appelle réseau de micropieux un ensemble de micropieux rapprochés dont la majorité sont inclinés 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, 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 Etudes 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 groupe. Cependant, pour différentes raisons, n'ont pu être étudiés 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 chantiers, 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 élancement 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 (voir chapitre 3), 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 4 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; Gangneux et Plumelle, 1997).

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 (figures 4.1, et 4.2). Les entr'axes, au niveau de la face inférieure de la semelle de liaison, sont respectivement $S = 4 B$, $12 B$ et $17 B$. L'entr'axe 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).

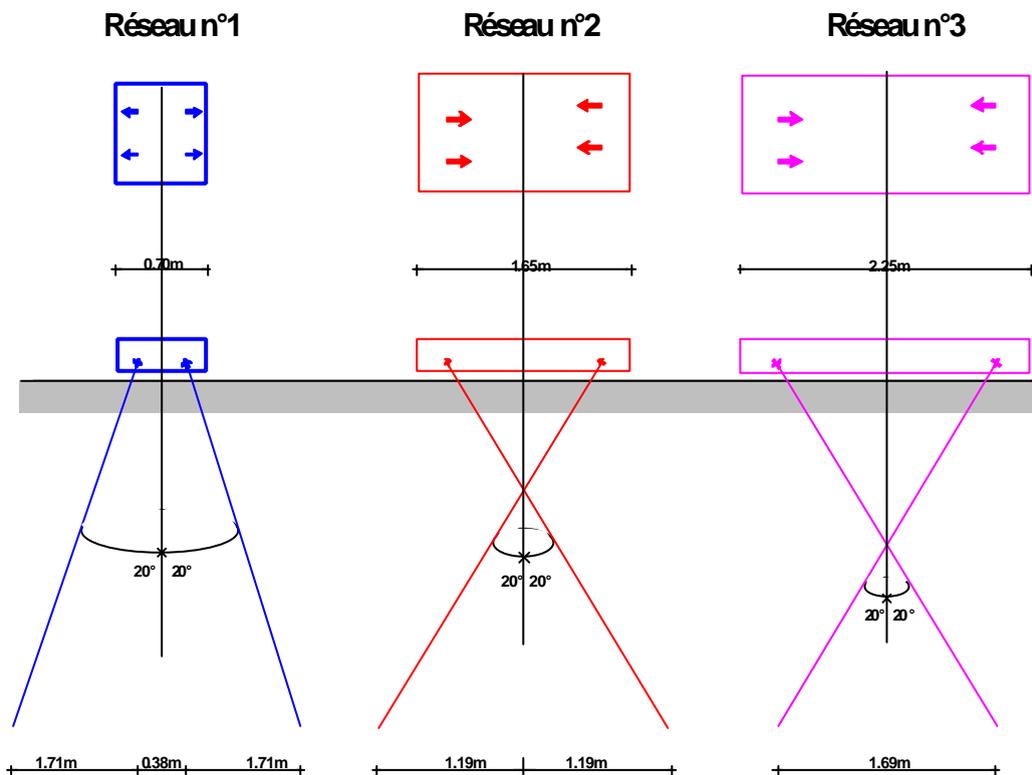


Figure 4.1 – Géométrie des chevalets des 3 réseaux de micropieux de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

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 x 200 mm x 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 x 10 m x 6 m mis en place de façon contrôlée (voir paragraphe 3.2.1 du chapitre 3). Les caractéristiques principales du sable sont données ci après (Plumelle et al, 1995) :

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 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	$0,25 \text{ MPa} < p_l < 0,56 \text{ MPa}$

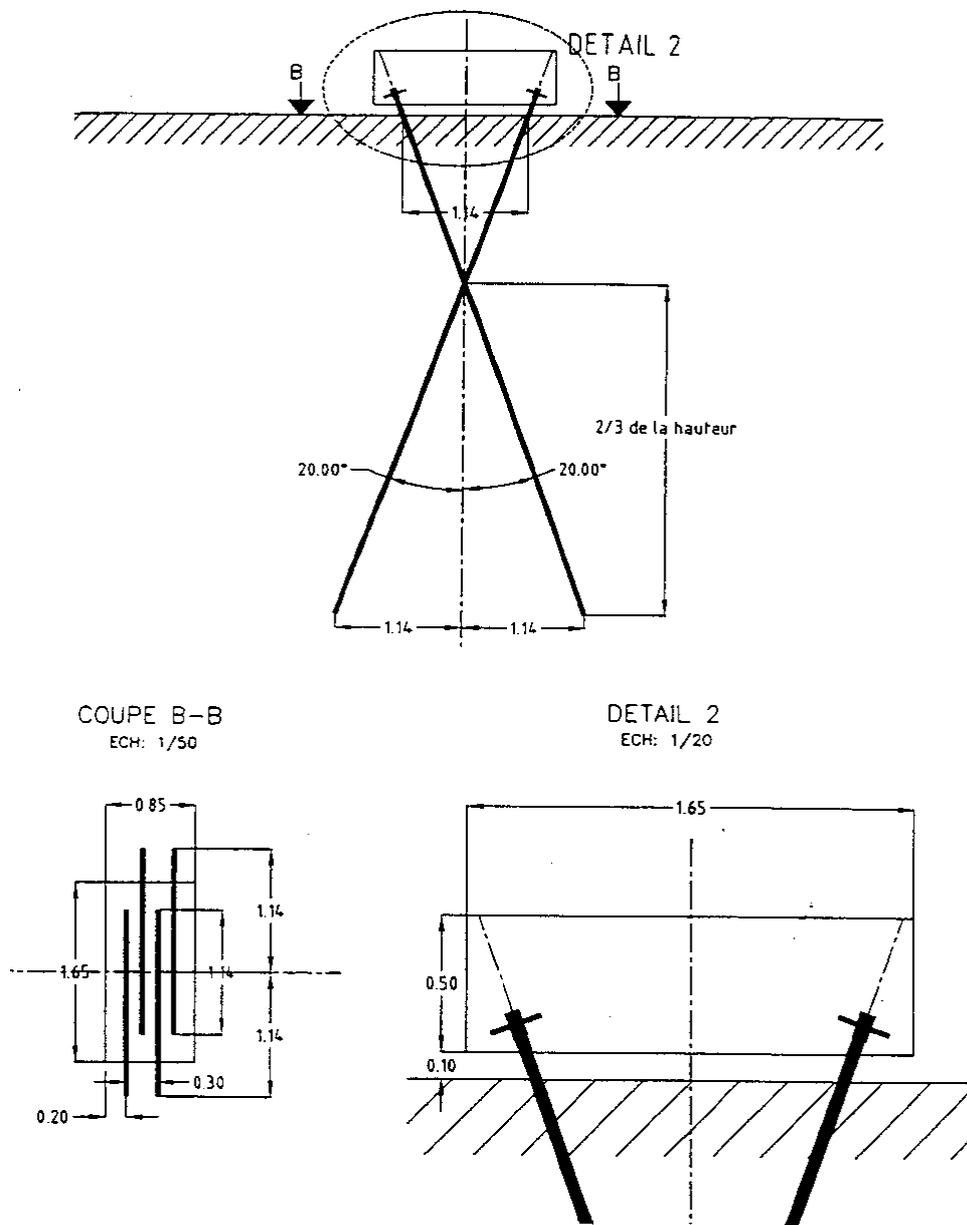


Figure 4.2 – Schéma du réseau n°2 (double chevalet) du site de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

Essais de chargement vertical

La figure 4.3 donne les courbes de chargement pour les trois doubles chevalets (Bonnet et al., 1998). On constate que les résultats apparaissent indépendants de la profondeur du point d'entrecroisement des micropieux (courbes de chargement quasiment confondues).

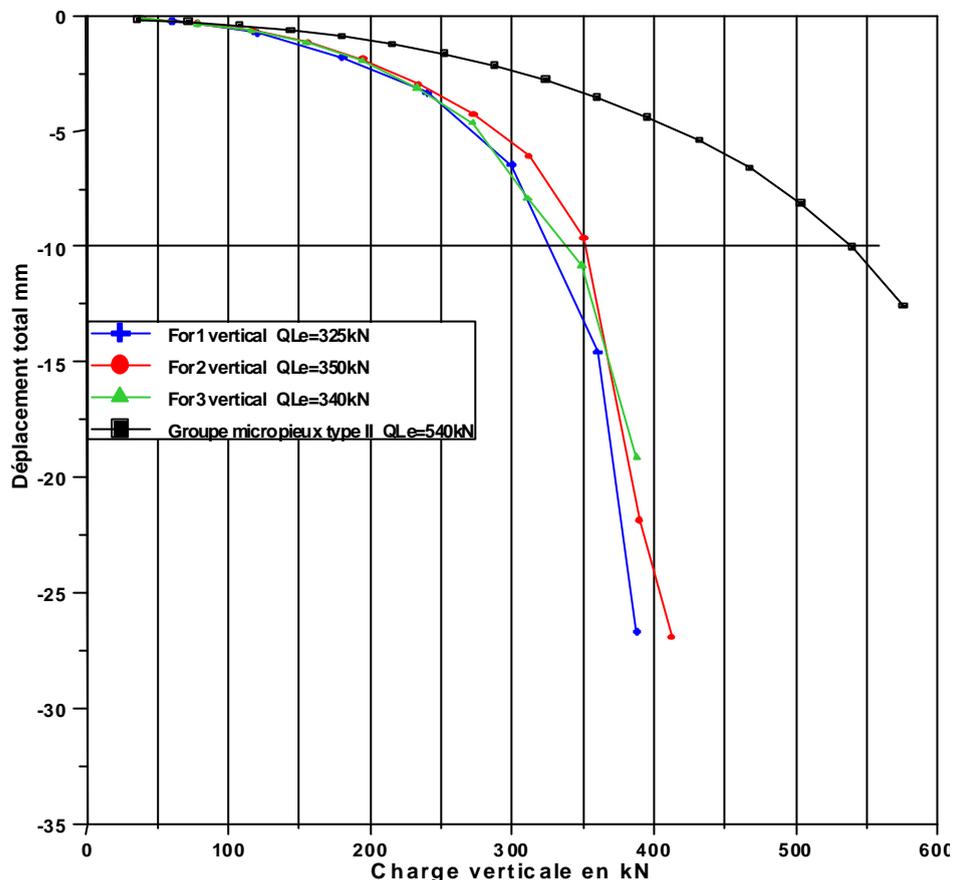


Figure 4.3 – Comparaison entre les résultats des essais de chargement vertical des réseaux en double chevalet et du groupe de 4 micropieux.

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 entr'axe S/B=2 (voir paragraphe 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 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 (figure 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.

Tableau 4.1 Comparaison des résultats du chargement horizontal des 3 réseaux

	Réseau 1	Réseau 2	Réseau 3
Charge limite Q_1 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.

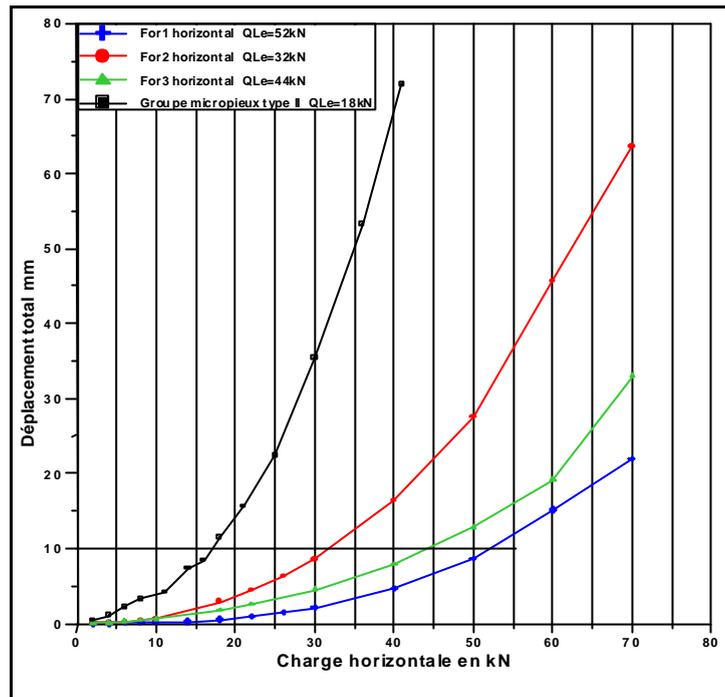


Figure 4.4 – Comparaison entre les résultats des essais de chargement horizontal des réseaux en double chevalet et du groupe de 4 micropieux.

Comparaison entre le comportement du groupe et 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 (figure 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). 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'un tel mur, rappelle précisément la forme en chevalet. L'ensemble des têtes des ancrages précontraints et des micropieux sont reliés 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 (figure 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.

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 (figure 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.

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.

LEGEND

- ▣ LOAD CELL
- ⊕ PIEZOMETER
- ⊖ SETTLEMENT GAUGE
- △ TILT METER
- TERMINAL BOX (TEMP.)
- ⊙ STRAIN GAUGE PAIR

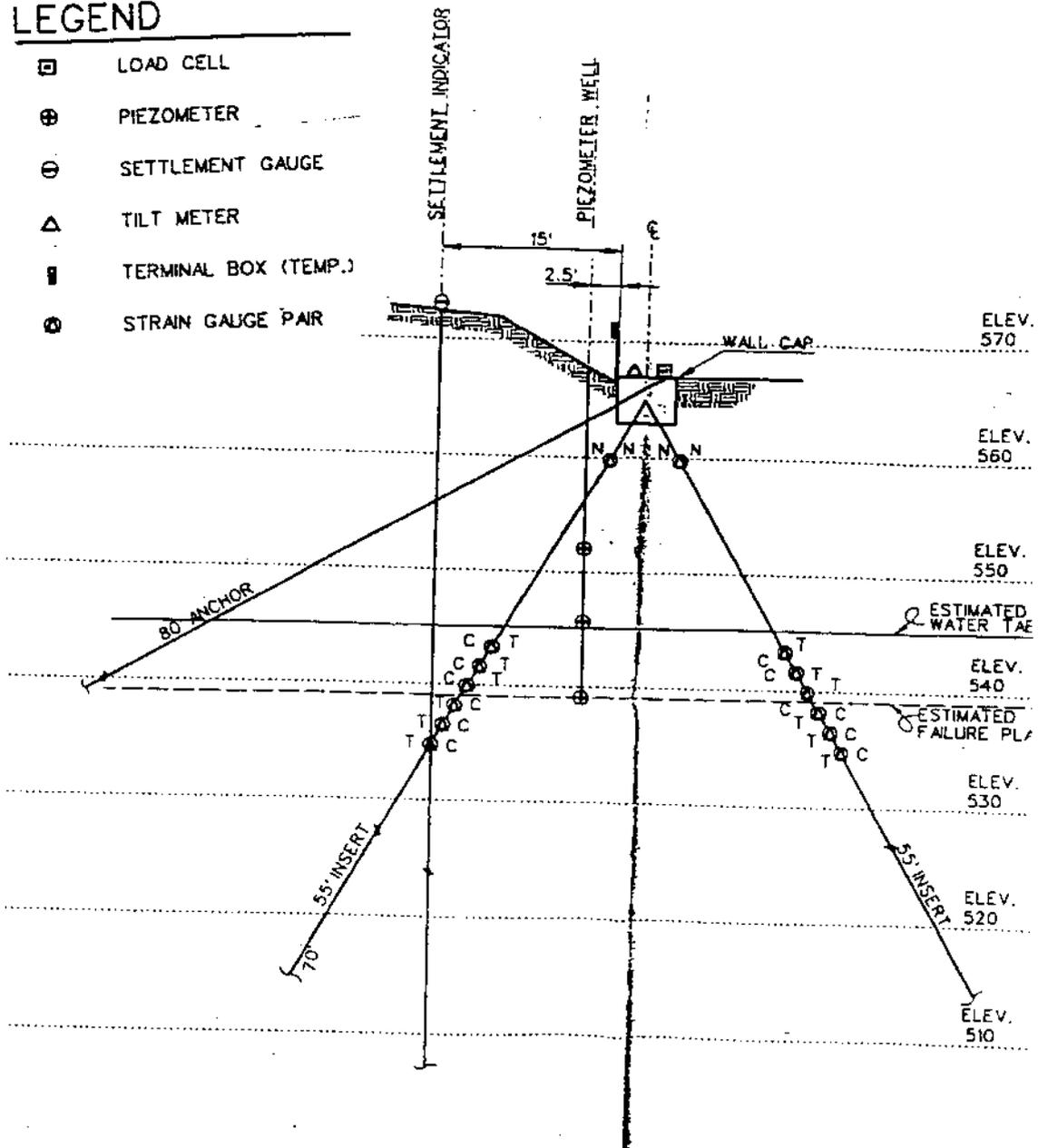


Figure 4.5 – Coupe du mur instrumenté à la section 1+70

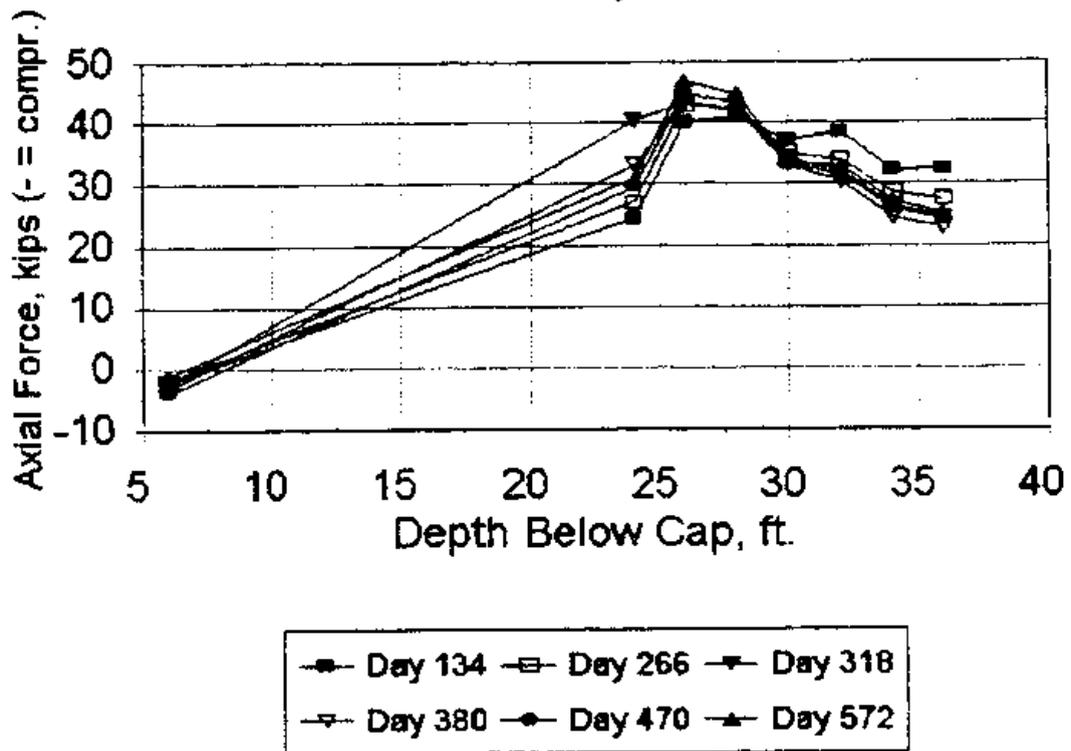


Figure 4.6 – Forces axiales mesurées sur le micropieu amont à la section 2+70

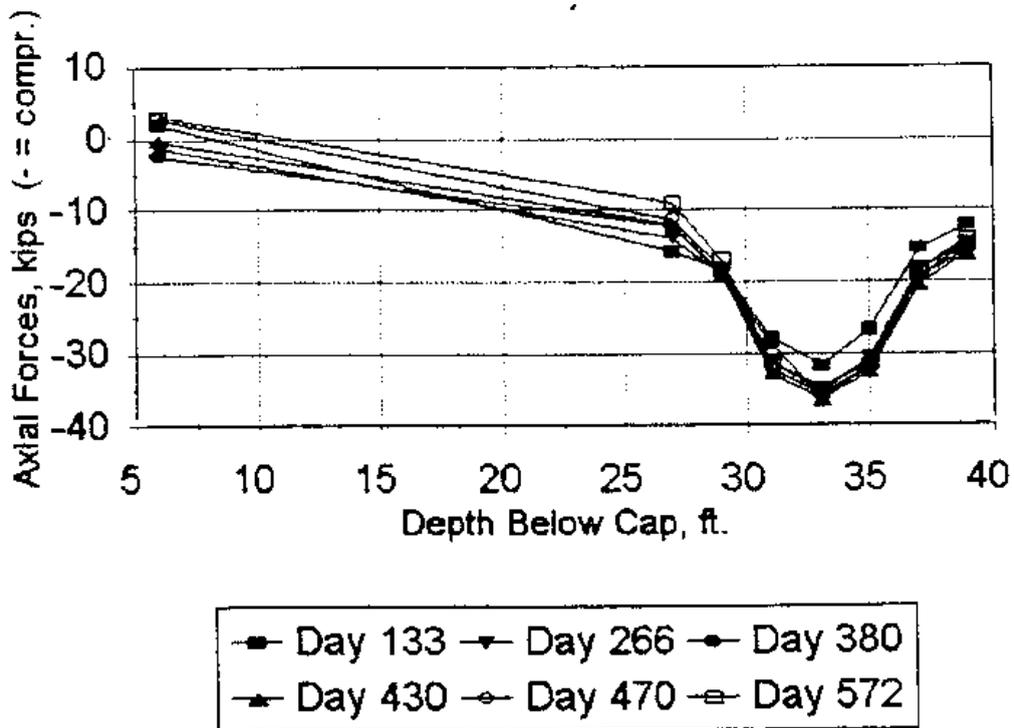


Figure 4.7 – Forces axiales mesurées sur le micropieu aval à la section 2+70

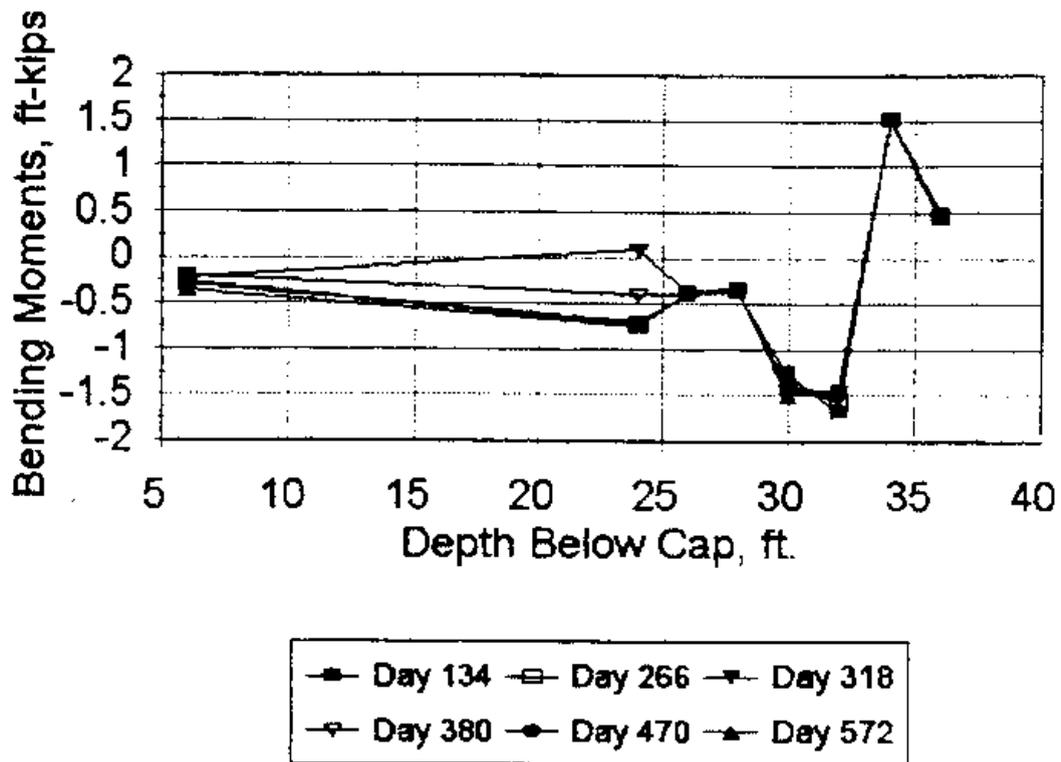


Figure 4.8 – Moments fléchissants le long du micropieu amont à la section 2+70

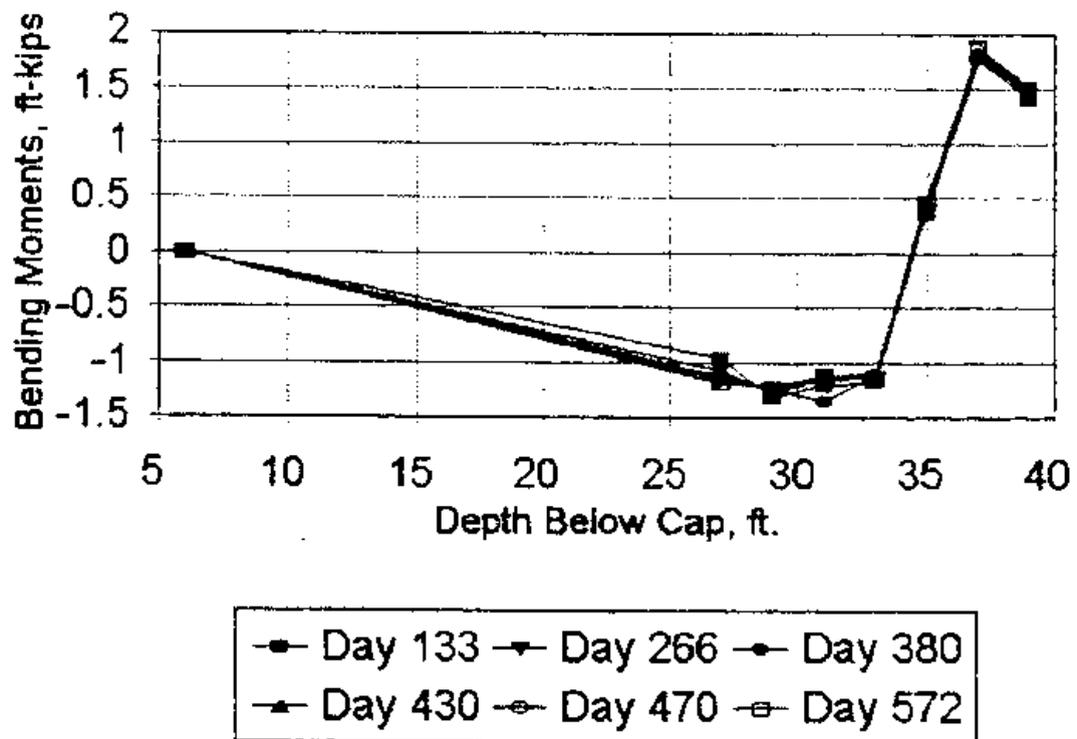


Figure 4.9 – Moments fléchissants le long du micropieu aval à la section 2+70

Saint Maurice

A 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). Cet élément de fondation est constitué d'une semelle en tête reposant sur deux micropieux de 17 m environ, dont l'un est incliné de $13,5^\circ$ sur la verticale, ancrés dans le calcaire situé vers 12 m de profondeur (figure 4.10 et 4.11).

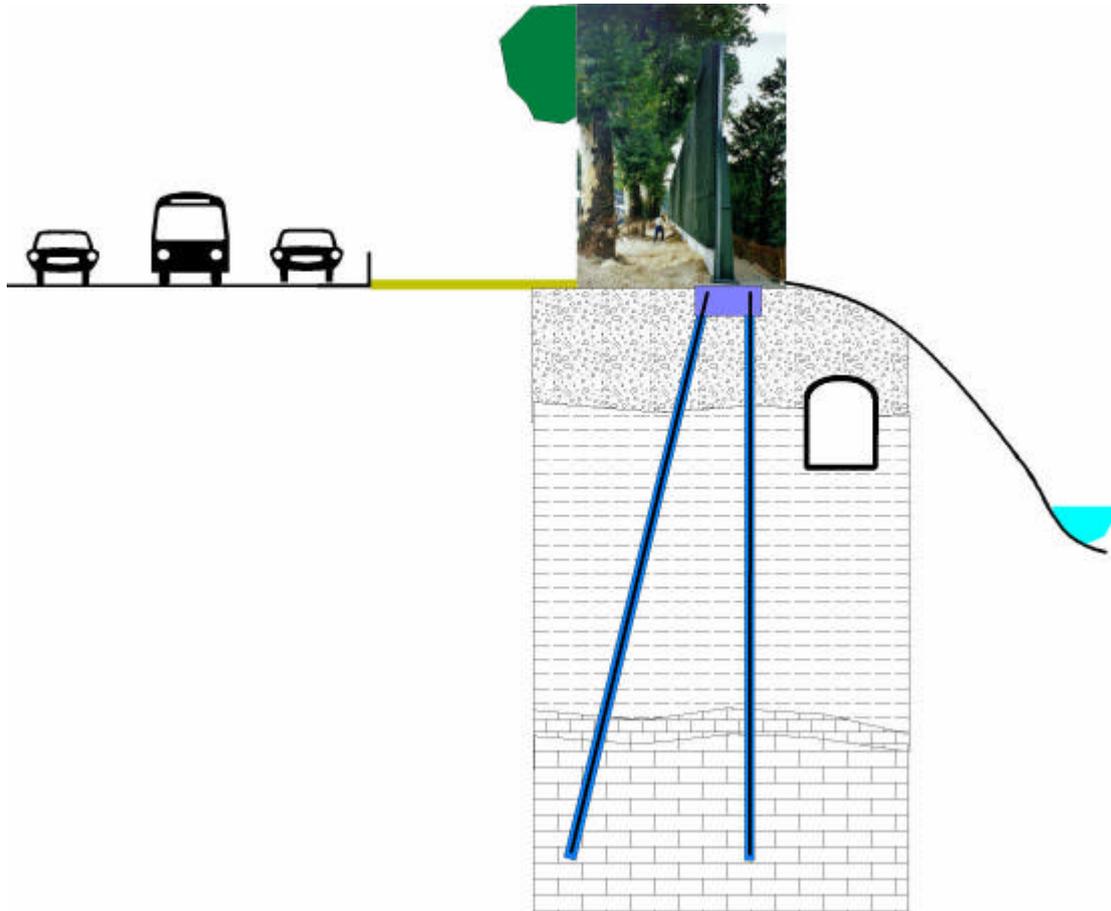


Figure 4.10 - Coupe de principe de l'ouvrage (zone F Nord – écran de 6,60 m).

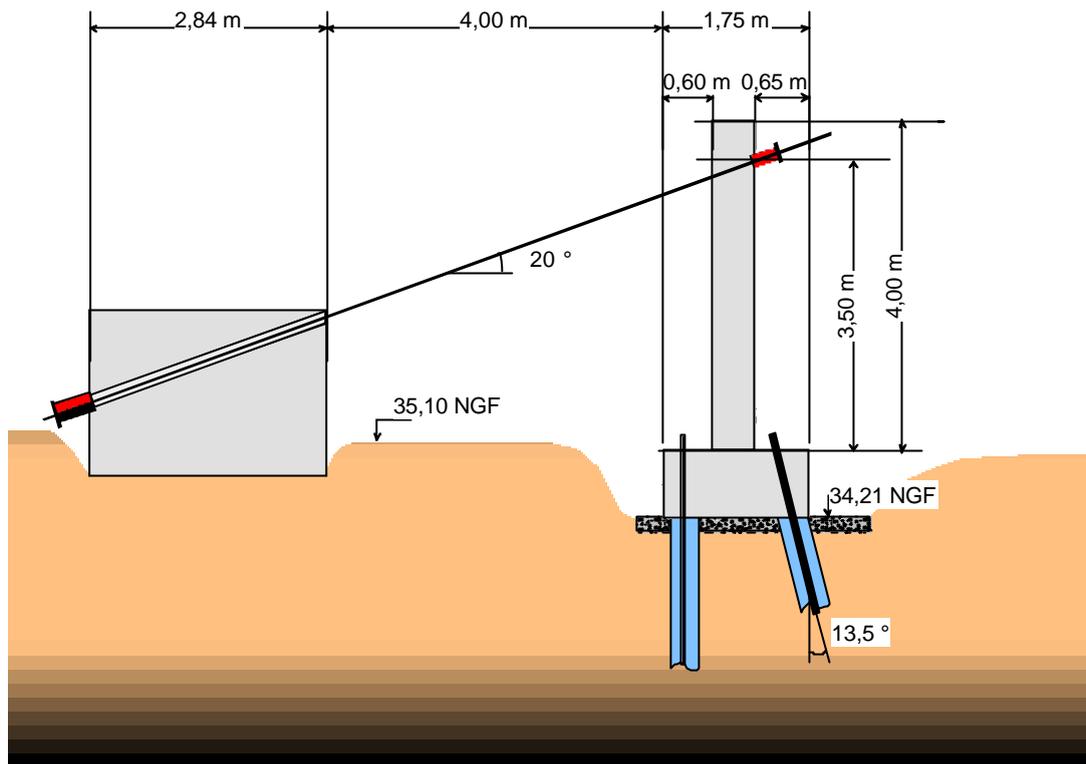


Figure 4.11. Coupe du dispositif d'essai.

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.

(a) Longueur et côte 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

(b) 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 $e_1 = 7,1$ 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 $e_1 = 7,1$ mm	18,68 NGF

(c) Caractéristiques mécaniques des armatures

	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	ES (MPa.m ²)	EI (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 placés sous la semelle.

La force F , inclinée de 20° sur l'horizontale, est appliquée par paliers de 15 kN, maintenus une heure environ. A 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 et correspondant à la fissuration du béton de propreté à l'avant de la semelle et à l'arrachement du micropieu arrière.

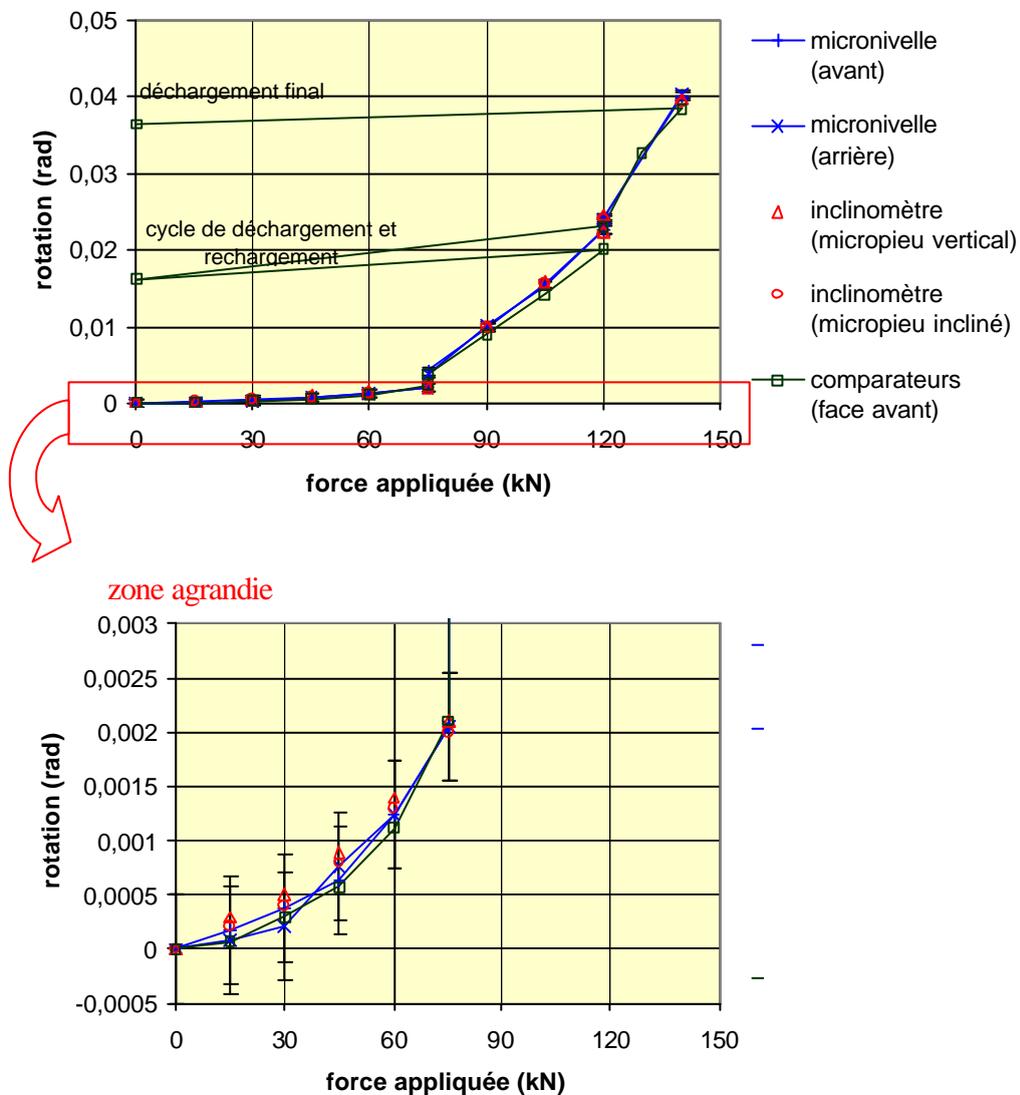


Figure 4.12 Rotation de la semelle autour de l'axe Ox .

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.

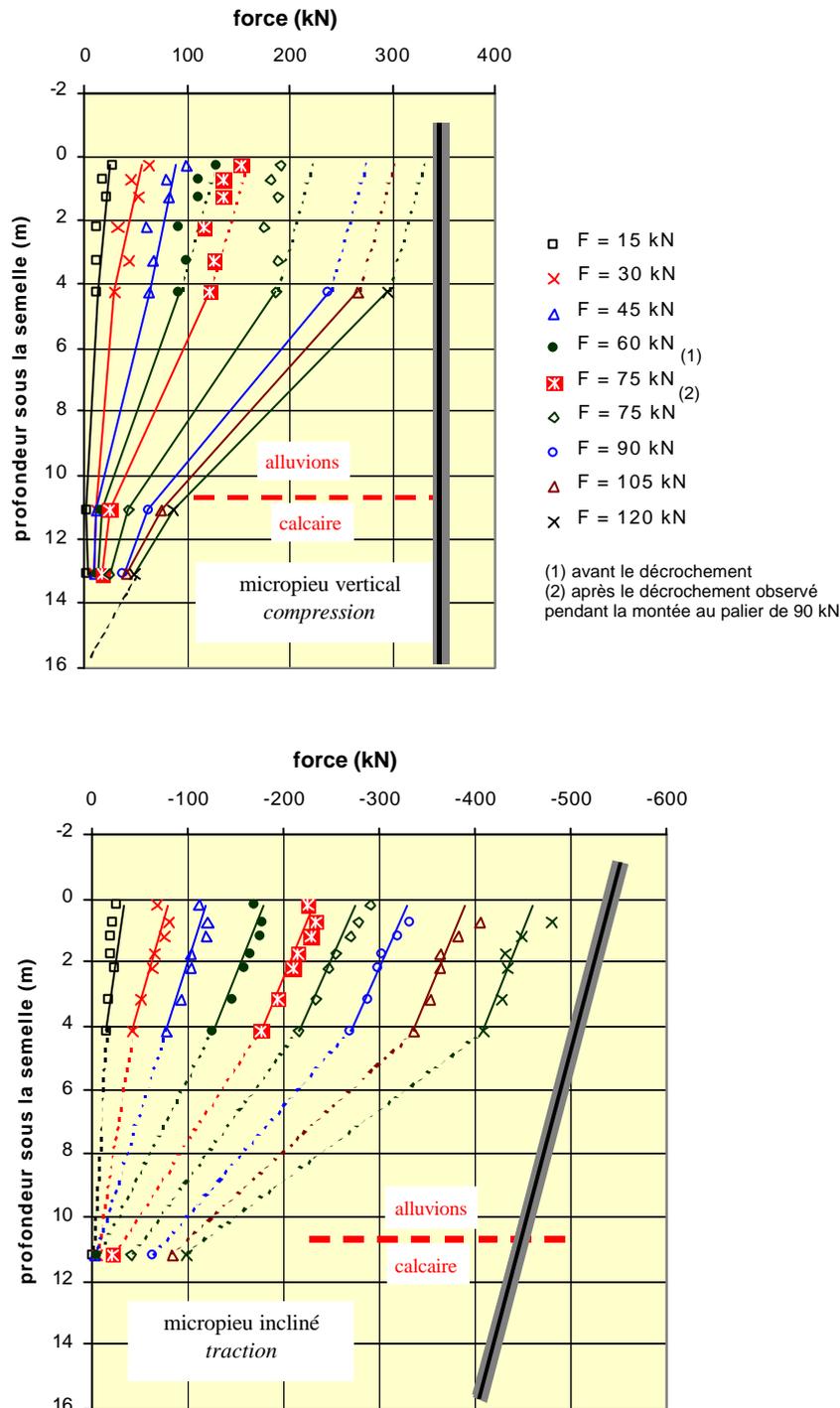


Figure 4.13. Effort axial dans les micropieux.

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.

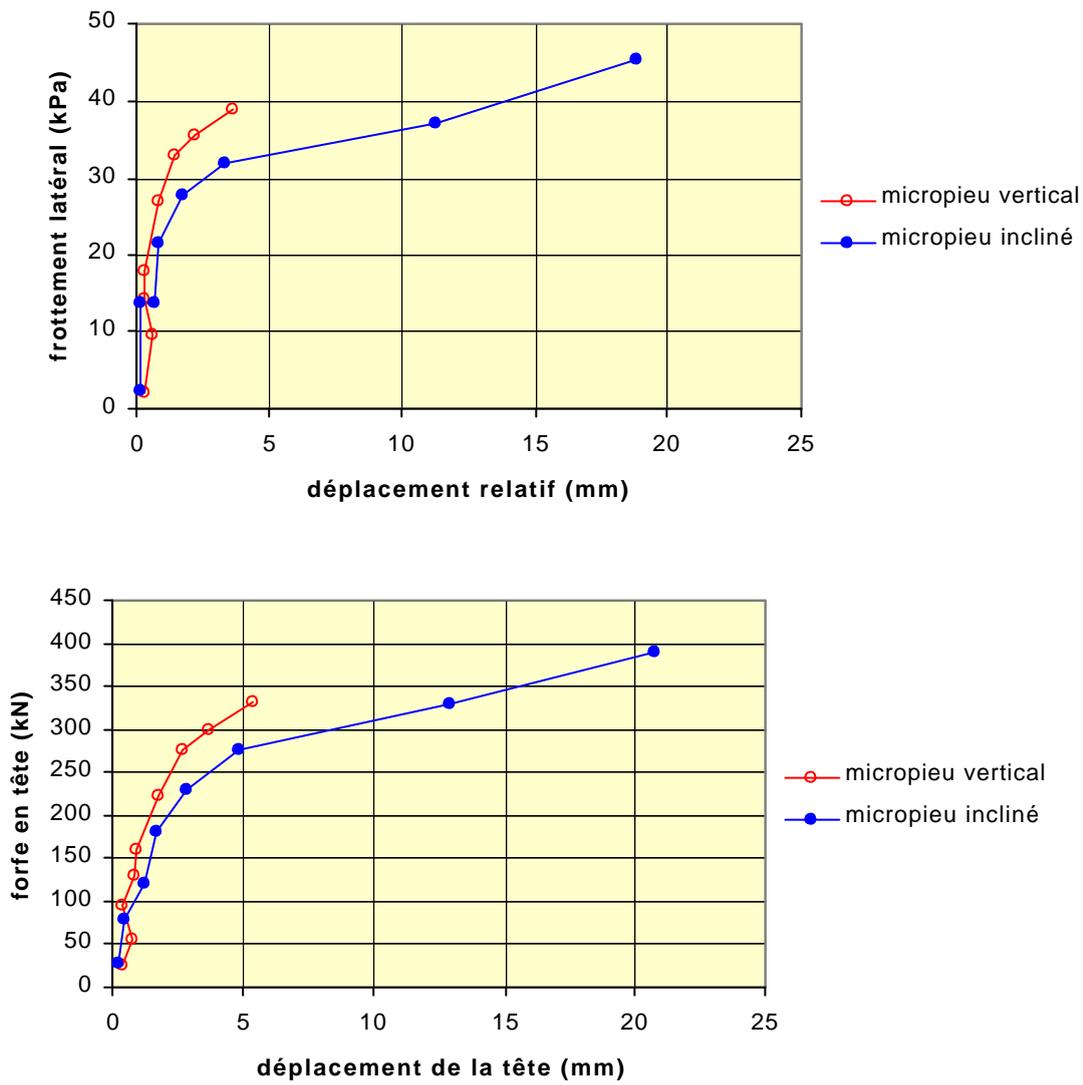


Figure 4.14 – Courbes de chargement des micropieux.

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.

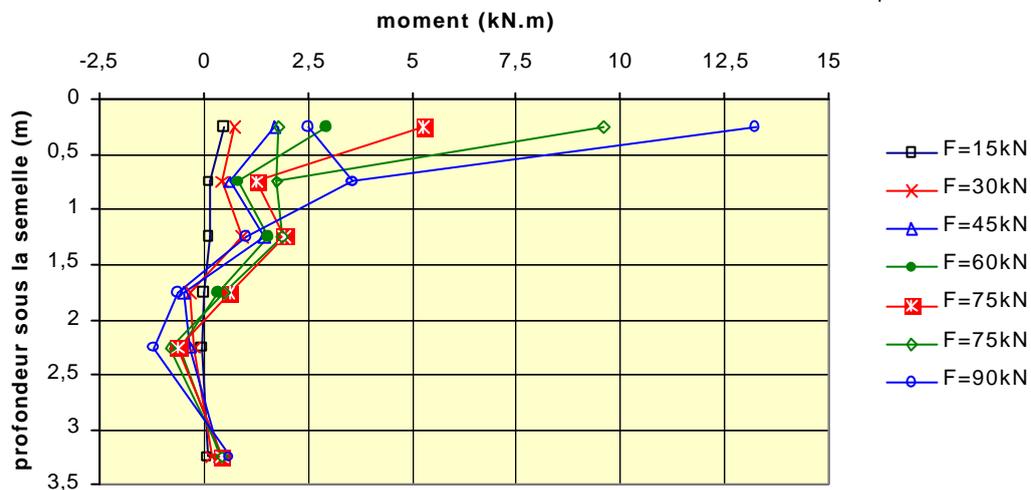
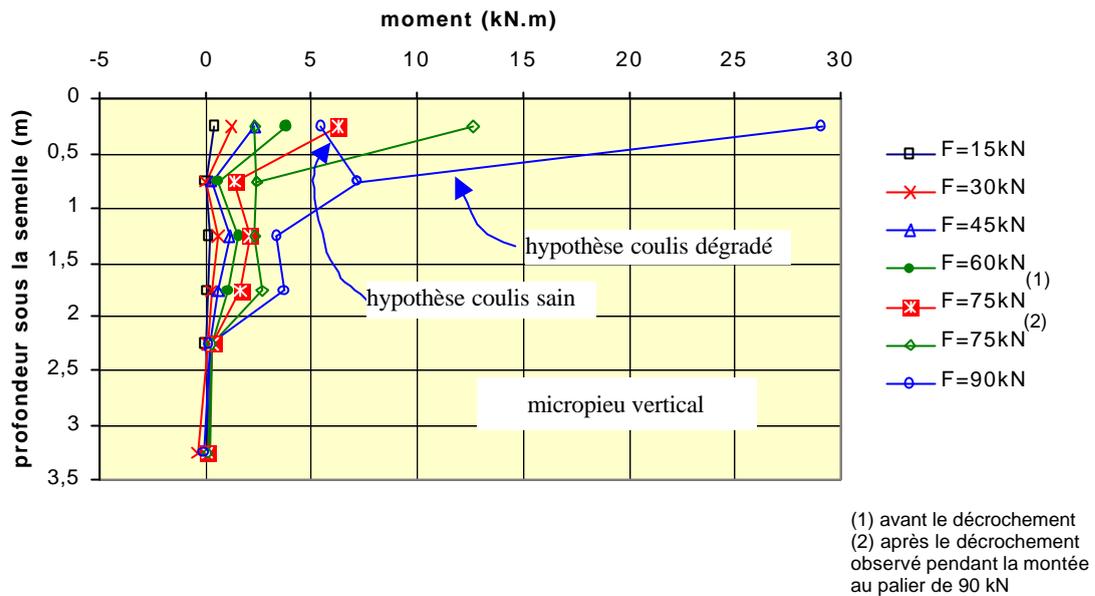


Figure 4.15. Moments de flexion dans les micropieux.

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 (voir chapitre 5) 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.

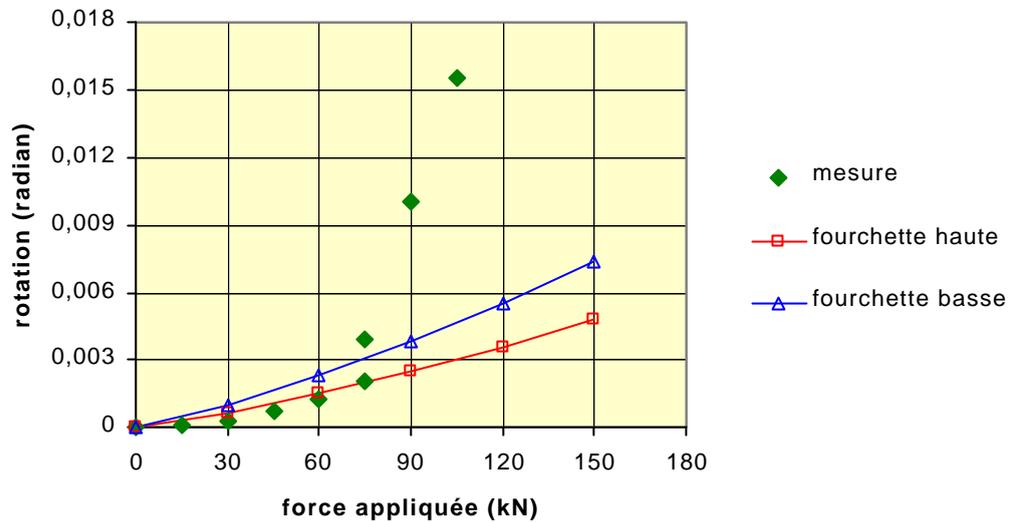


Figure 4.16. Rotation de la semelle autour de l'axe Ox .

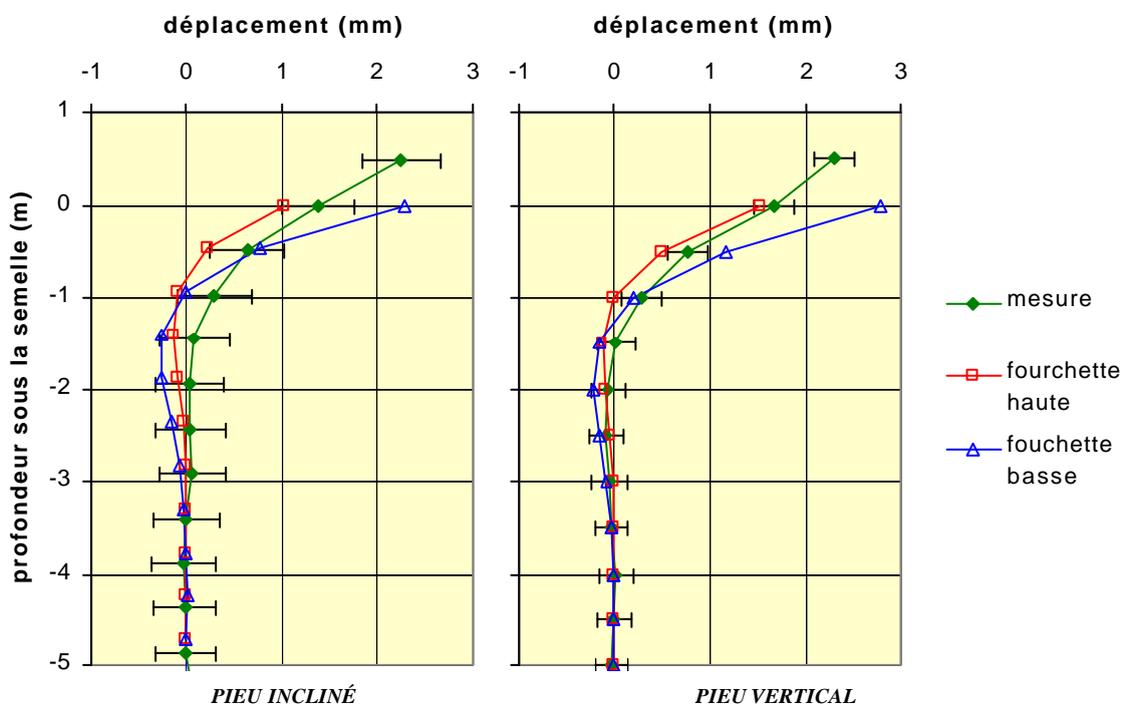


Figure 4.17. Déplacement des micropieux suivant l'axe Oy .

Les résultats des calculs montrent cependant deux différences principales entre les comportements observé et calculé :

- le décrochement au palier de 90 kN ;
- 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 St-Rémy-lès-Chevreuse, Rault et al. (1996) ont réalisé des essais de chargement vertical sur des modèles de simples chevalets en centrifugeuse (au $1/10^{\text{ème}}$) (figure 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 : $B = 12 \text{ cm}$; $D = 5 \text{ m}$). Le massif de sol était constitué de sable de Fontainebleau mis en place par pluviation avec une densité $I_D = 0,71$. Les pieux rugueux ont ensuite été vérinés. 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 entr'axes 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 $\alpha = 20^\circ$.

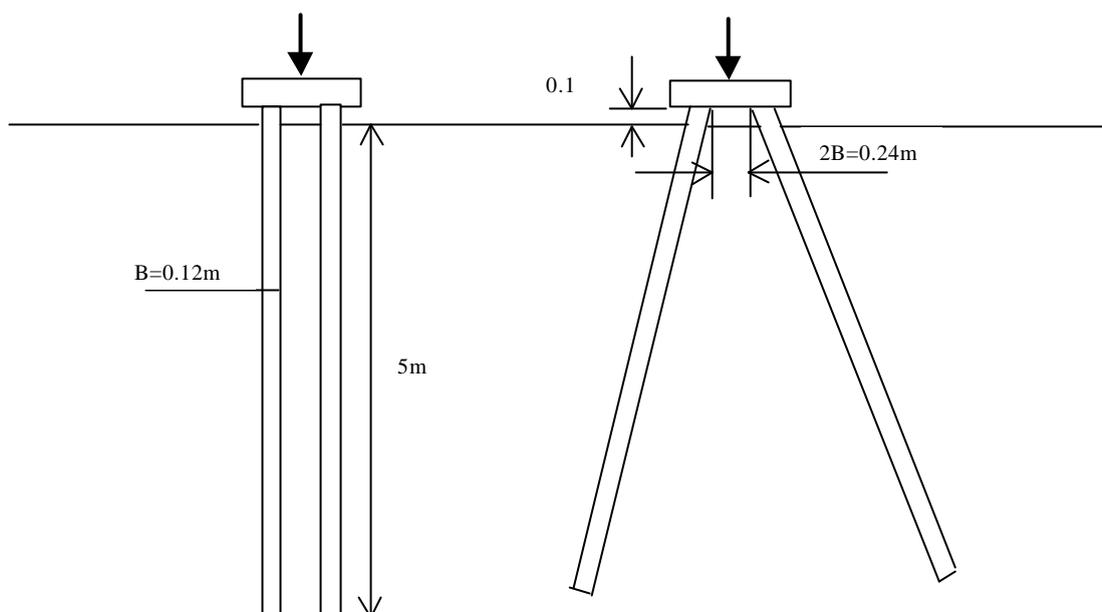


Figure 4.18 – Schéma des chevalets (en dimensions prototypes)

Dix chevalets ont été testés pour 3 valeurs de l'inclinaison α : 0° (micropieux verticaux), 10° et 20° .

On trouve, en moyenne, les réductions suivantes de la portance du chevalet (figure 4.19) par rapport à $\alpha = 0^\circ$:

- pour $\alpha = 10^\circ$: - 8 % ;
- pour $\alpha = 20^\circ$: - 13 %.

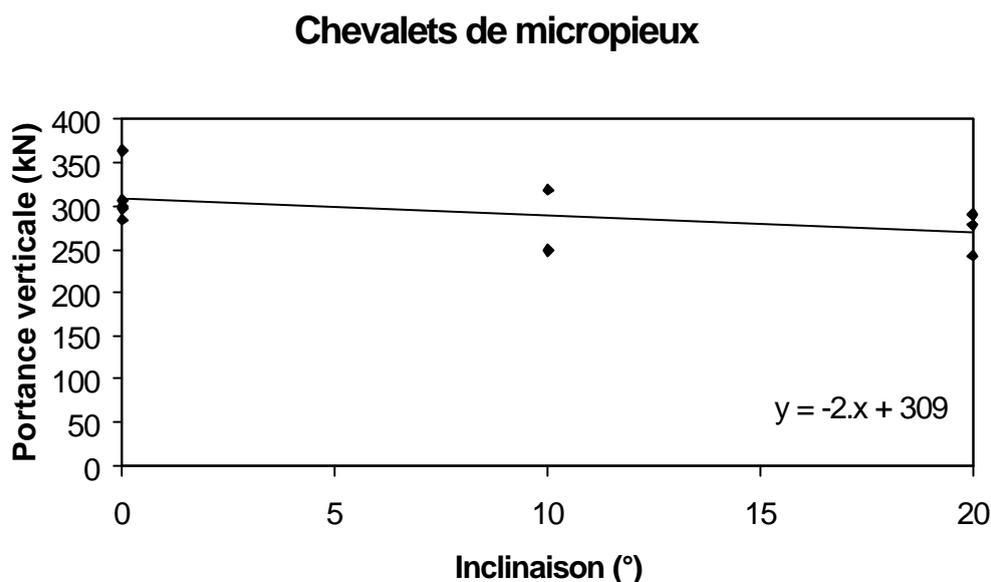


Figure 4.19 – Evolution de la portance avec l'angle α d'inclinaison des micropieux.

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 et 2002).

Les modèles réduits centrifugés de Nantes ont été réalisés à l'échelle $1/10^{\text{ème}}$ 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^{ème} et 3^{ème} conteneurs), ce qui correspond à une forte compacité. La mise en place des micropieux (sans refoulement) est sensiblement la même pour les deux 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 figure 4.20).

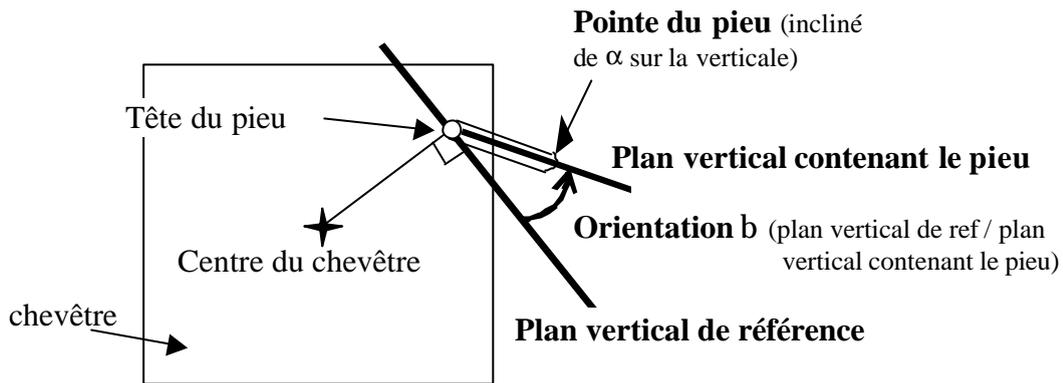


Figure 4.20 Définition de l'angle β

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, entr'axes relatifs et, pour le réseau, angles d'inclinaison : $\alpha = 9^\circ$; $\beta = -20^\circ$ pour la file intérieure 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.

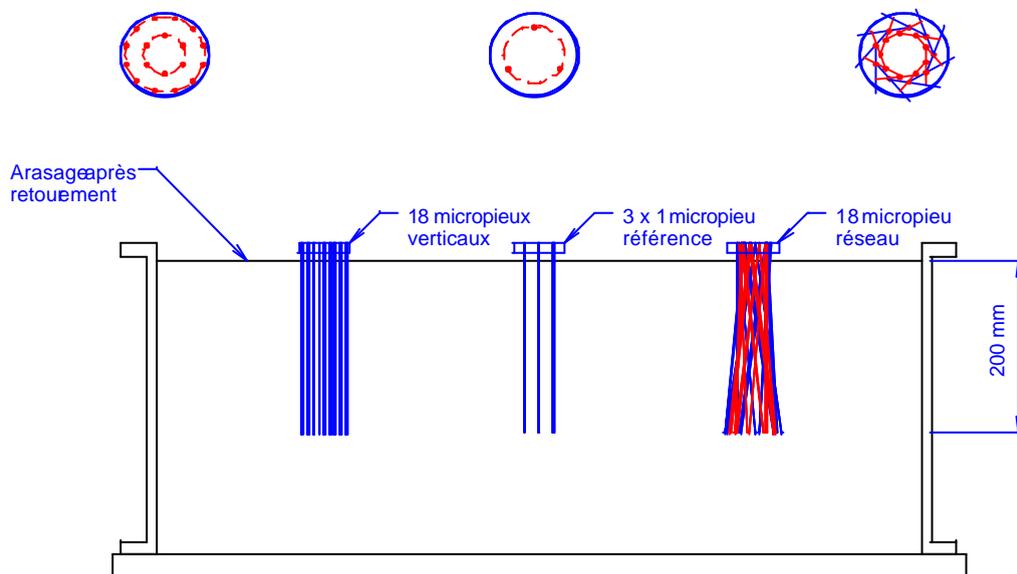


Figure 4.21. Configurations du premier conteneur

Les configurations du 2^{ème} 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 ville » 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 ville » et $\beta = 90^\circ$ pour le réseau divergent (maximum).

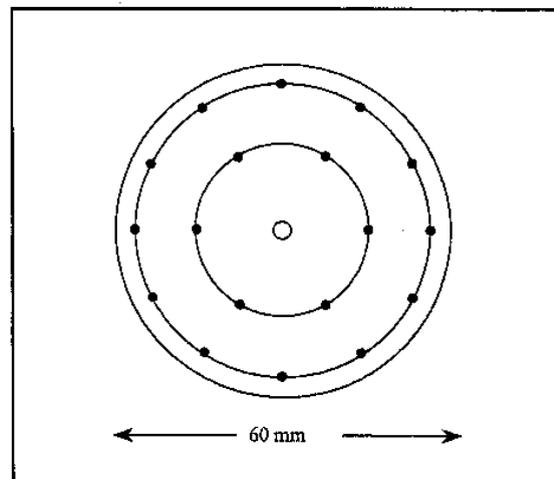


Figure 4.22. Arrangement des micropieux au niveau du chevêtre (groupe et réseaux).

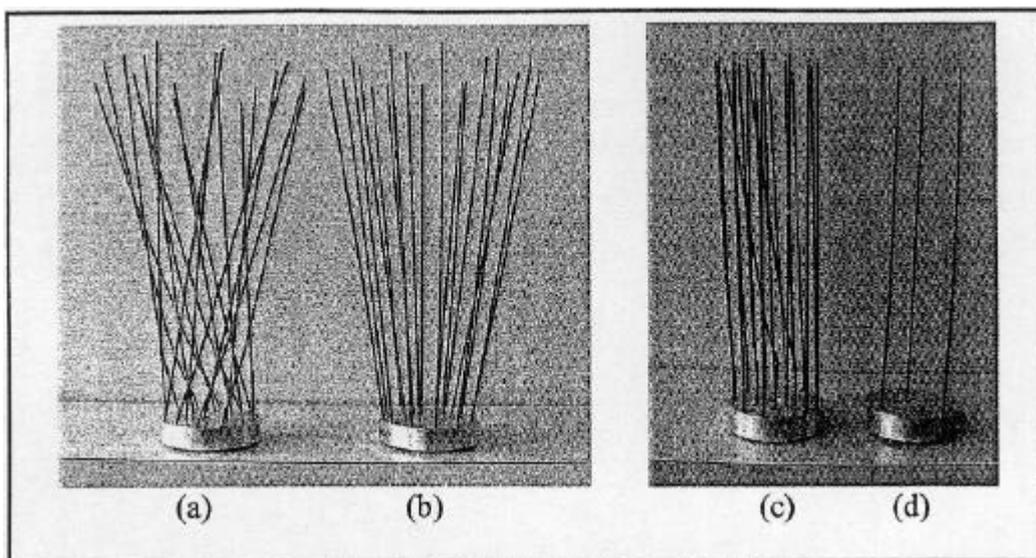


Figure 4.23 Configurations du deuxième conteneur après les essais (a)réseau « ville » (b)réseau divergent (c)groupe vertical (d)micropieux isolés

Après les essais de chargement vertical on a pu observer que le réseau « ville » s'était très nettement évasé à la base et que plusieurs micropieux avaient « flambé » (figure 4.23 (a)).

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 « ville » 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 « ville », 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).

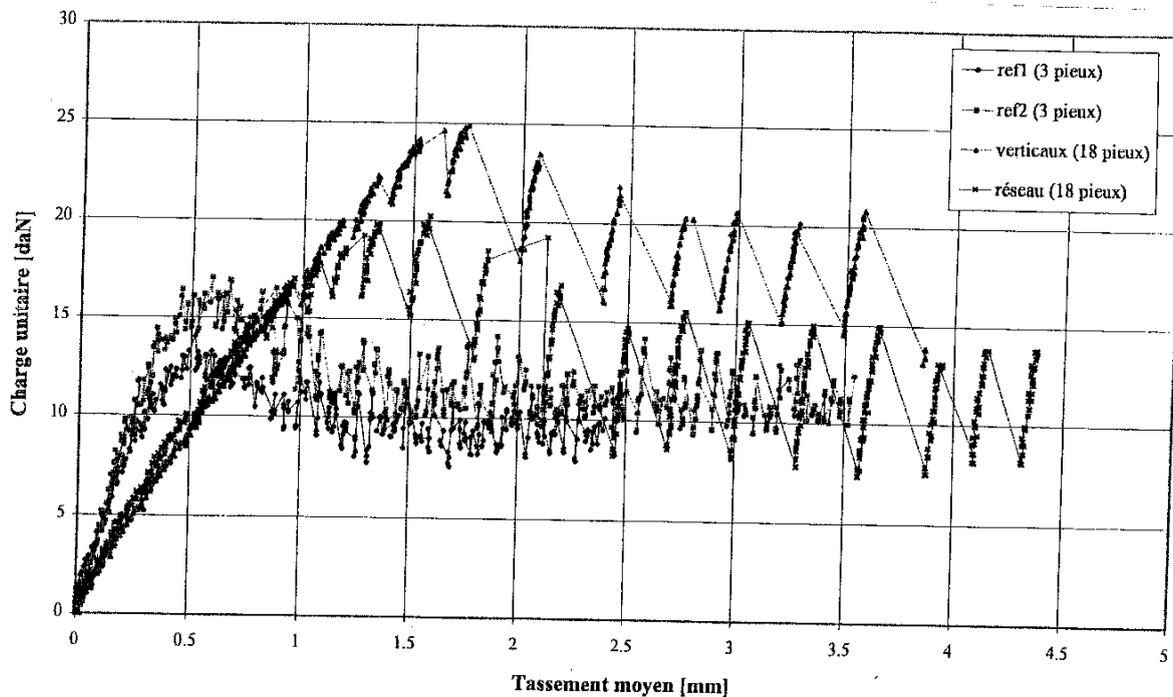


Figure 4.24 – Résultats des essais de chargement vertical pour le premier conteneur : charges par micropieu (charges unitaires)

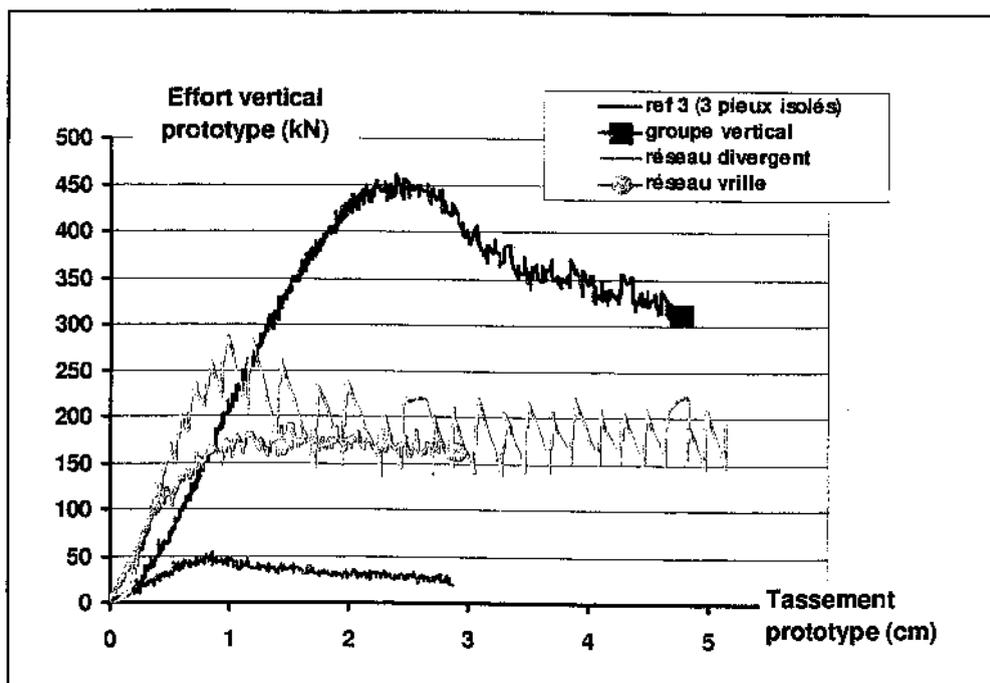


Figure 4.25 – Résultats des essais de chargement vertical pour le deuxième conteneur : charges prototypes totales

Les résultats les plus intéressants sont, bien évidemment, ceux qui concernent les coefficients d'efficacité C_e des différentes configurations. Les différents chiffres obtenus, 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	Groupe verticaux	Réseau Lizzi	Ref 3	Groupe 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^{ème} 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) 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 (1g), 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 (figure 4.26). Le remplissage s'effectue à l'aide du système classique de pluviation et permet d'obtenir, 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 est assuré par un vérin hydraulique à débit réglable.

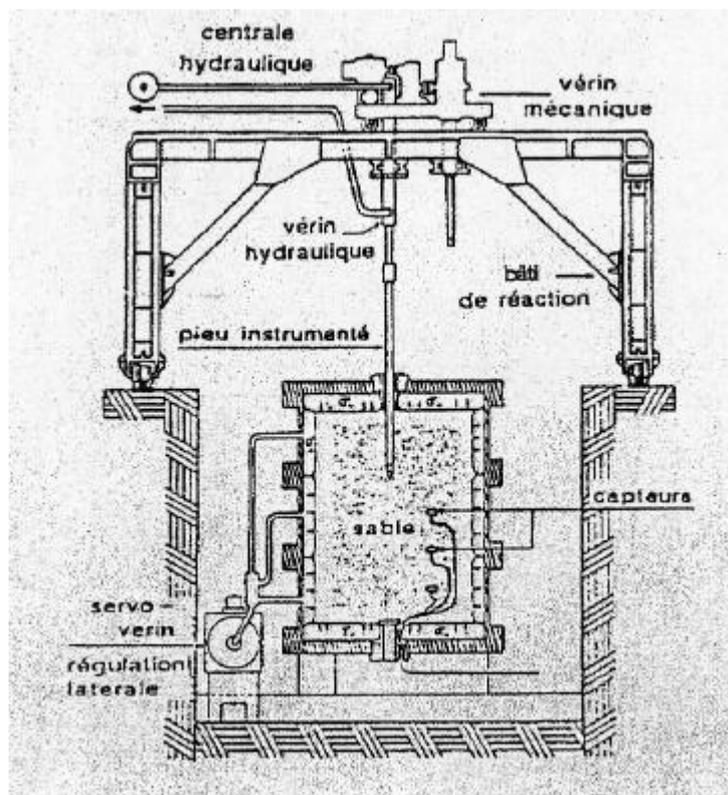


Figure 4.26 Chambre d'étalonnage du laboratoire 3S Grenoble.

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 élanement 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 entr'axe 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 micropieux sur le cercle interne et 12 micropieux sur le cercle externe (figure 4.27). Pour l'espacement $7B$, le rayon extérieur est de 13,37 cm, et le rayon intérieur 6,68 cm. Pour l'espacement $3,5 B$, 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 ($\beta = 0^\circ$) (figure 4.28)

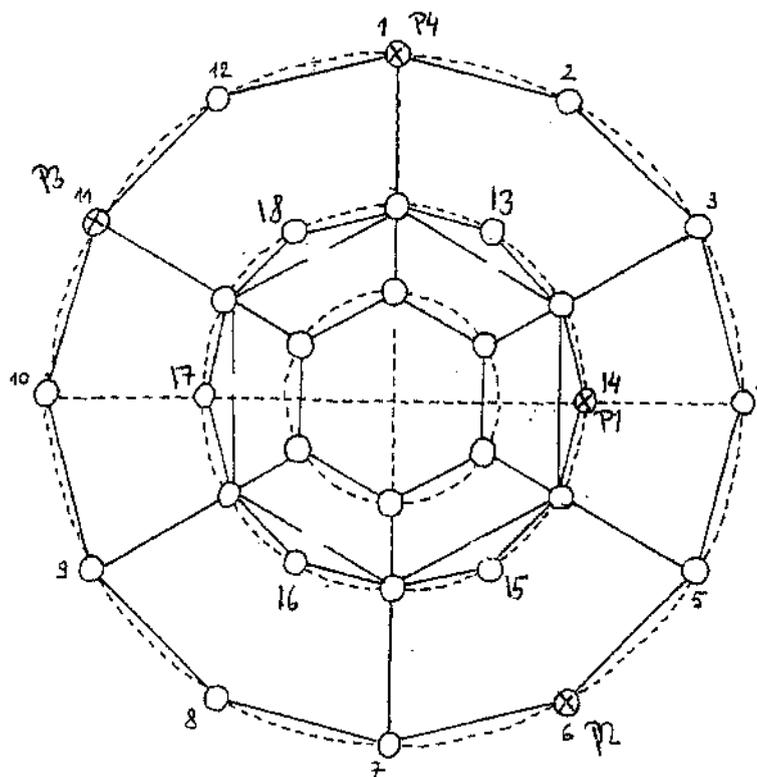


Figure 4.27 - Disposition des micropieux dans le groupe/réseau (au niveau de la liaison avec le chevêtre).

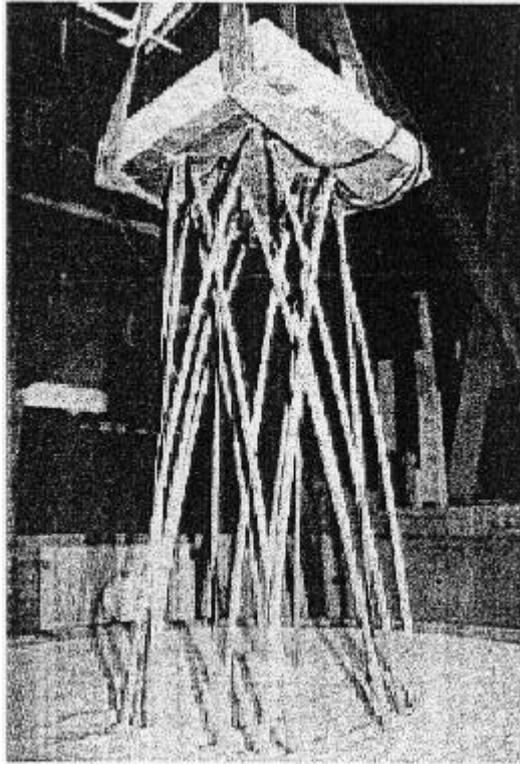


Figure 4.28 - Configuration d'un réseau après essai

Deux autres modèles améliorés du réseau de 18 micropieux furent conçus à partir de ce modèle initial, avec un espacement en tête de $S = 7 B$ 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'entr'axes $S = 3,5 B$ et $S = 7 B$ (voir paragraphe 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'entr'axe $S = 7 B$ à la surface du sol) ;
- le chargement vertical du réseau « quasi-cylindrique » (d'entr'axe $S = 7 B$ 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.

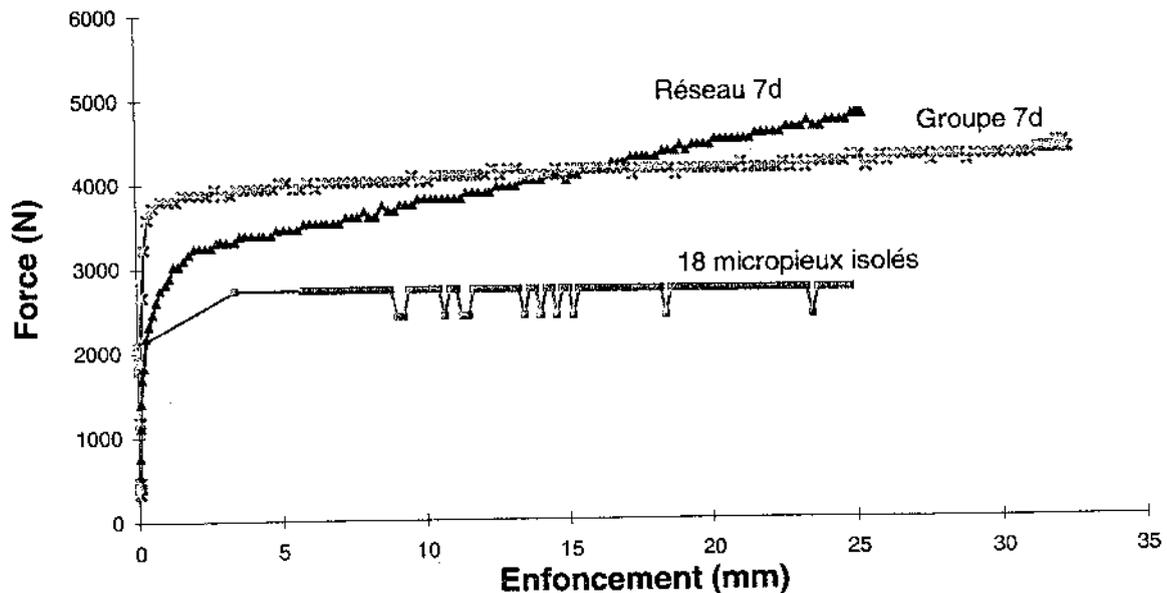


Figure 4.29 - Courbes de chargement vertical du groupe et du réseau initial (S = 7 B ; cuve 1999-2)

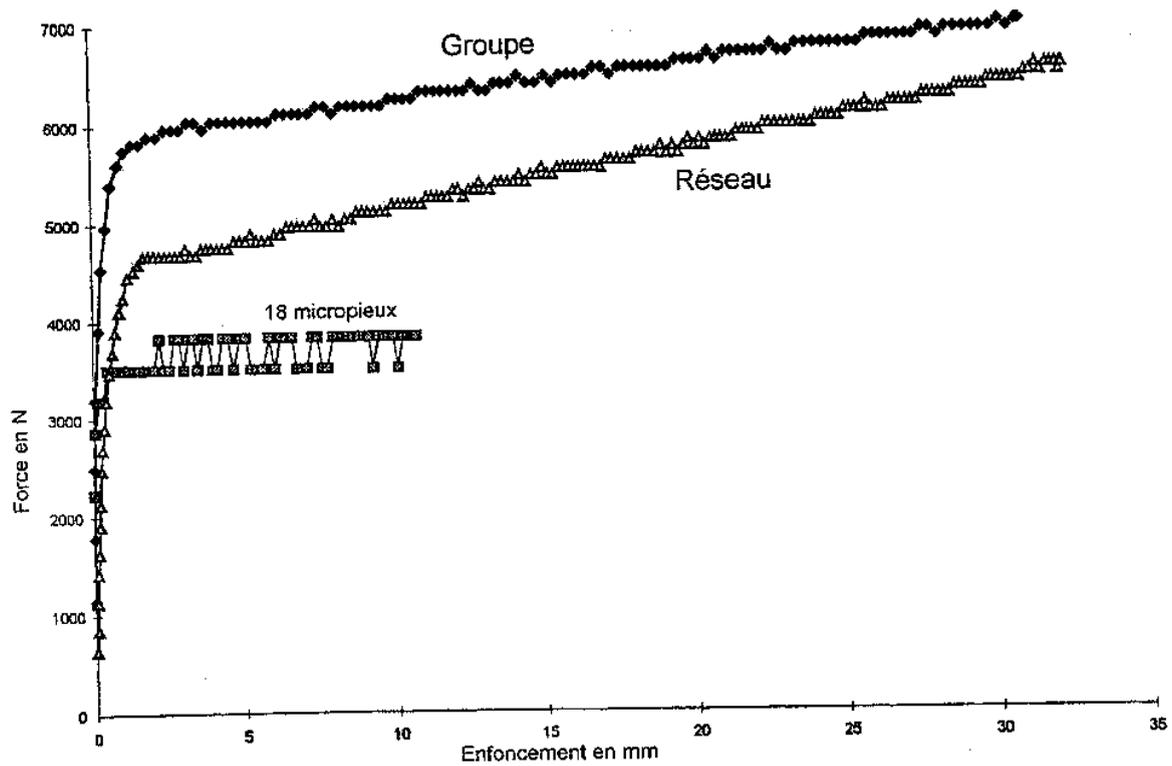


Figure 4.30 - Courbes de chargement vertical du groupe et du réseau initial (S = 3,5 B ; cuve 1999-3)

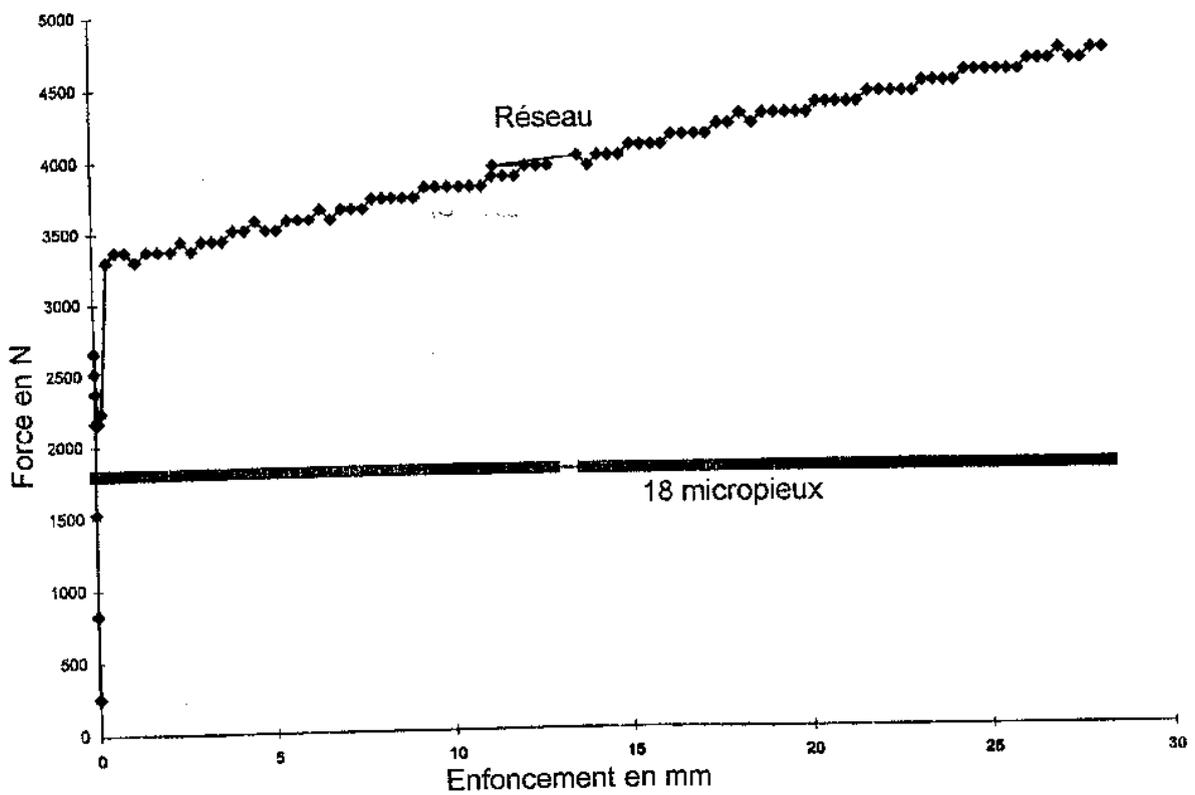


Figure 4.31 - Courbes de chargement vertical du groupe et du réseau « plus enchevêtré » (S = 7 B ; cuve 1999-4)

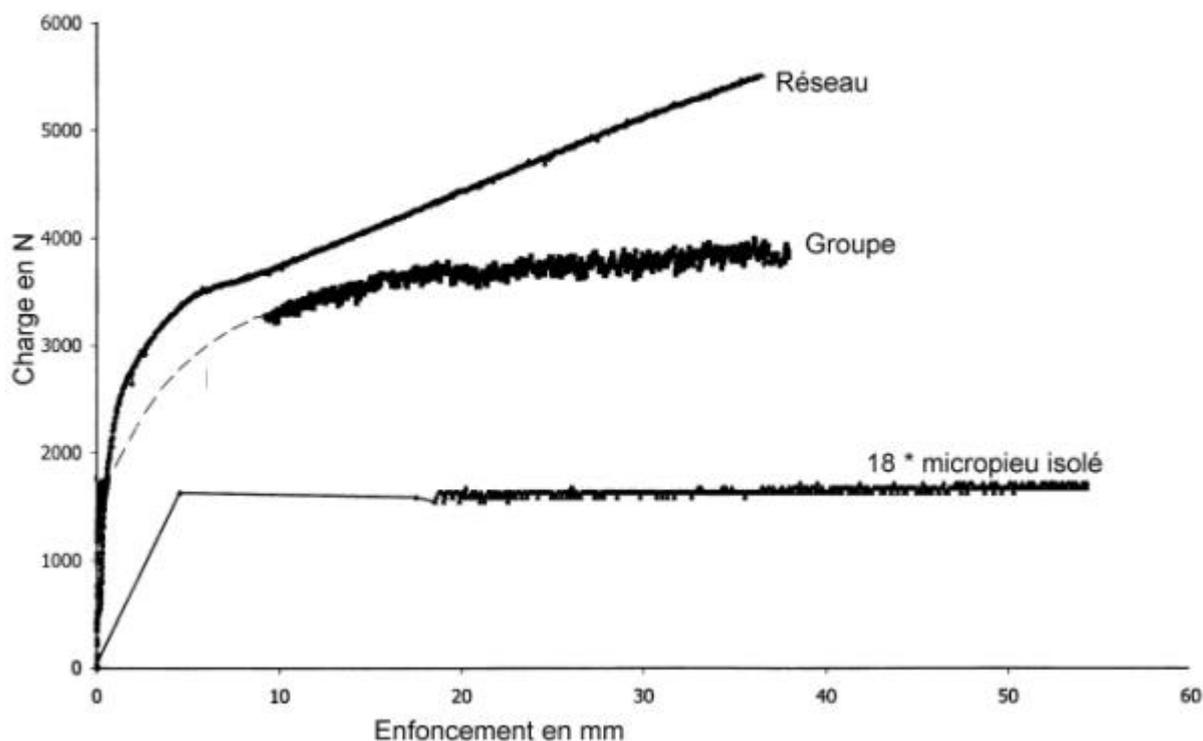


Figure 4.32 - Courbes de chargement vertical du groupe et du réseau « quasi-cylindrique » ($S = 7 B$; cuve 2001-1).

En ce qui concerne l'essai en cuve 1999-2 (figure 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-horizontale de capacité portante après un déplacement de 1 à 2 mm. En revanche, pour le réseau initial, le début de la courbe est moins rigide. 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 $S = 3,5 B$ (figure 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 » $S = 7 B$ (figure 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, supérieur 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 7 B					Réseau 3,5 B				
	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 ($S= 7 B$) aux grands déplacements, les coefficients d'efficacité sont inférieurs à ceux des groupes (voir paragraphe 3.2.4). 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) 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 entr'axe de $4 B$ au niveau de la surface du sol (figure 4.30). 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'entr'axe $4B$ (1 micropieu central et 4 micropieux 'extérieurs'). Le sol utilisé est du sable de Fontainebleau de faible compacité ($I_D = 0,5$).

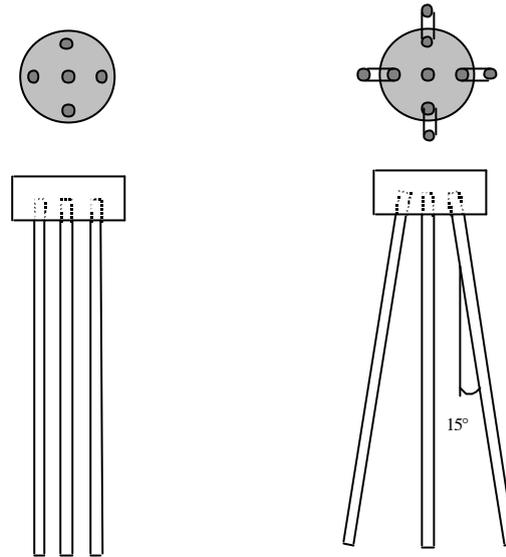


Figure 4.33. Schéma du groupe et du réseau étudiés

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 ($\sigma = 50$ 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.

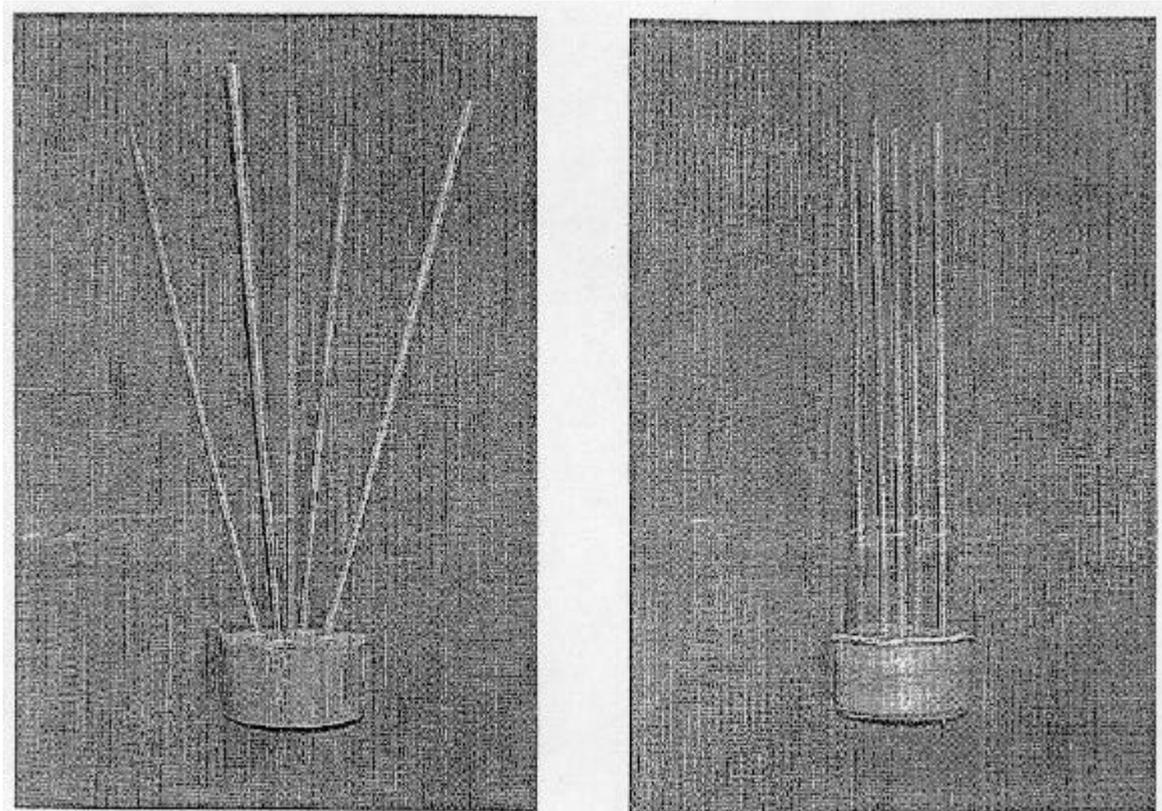


Figure 4.34. Vue du groupe et du réseau préfabriqué

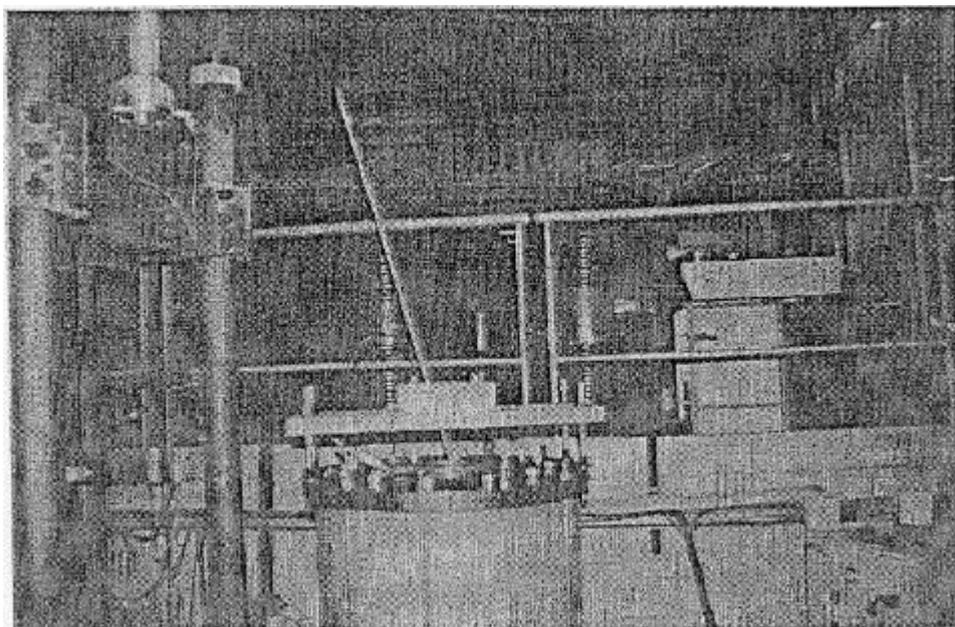


Figure 4.35. Vue d'un micropieu incliné en cours d'installation dans la chambre d'étalonnage avec la pièce de guidage

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	I_D	Structure	Caractéristiques de la structure	Essai	Contrainte* appliquée au massif (kPa)
M1	0,70	Groupe	Préfabriquée	M1	Surface libre
M2	0,70	Réseau	Préfabriquée	M2	Surface libre
M3	0,55	Groupe	Scellée en place	M3-1	50
				M3-2	100
M4	0,56	Réseau	Scellée en place	M4-1	50
				M4-2	100
M5	0,55	Groupe	Scellée en place	M5-1	50
				M5-2	100
				M5-3	150
M6	0,55	Réseau	Scellée en place	M6-1	50
				M6-2	100
				M6-3	150

* Etat 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 (groupe et réseau).

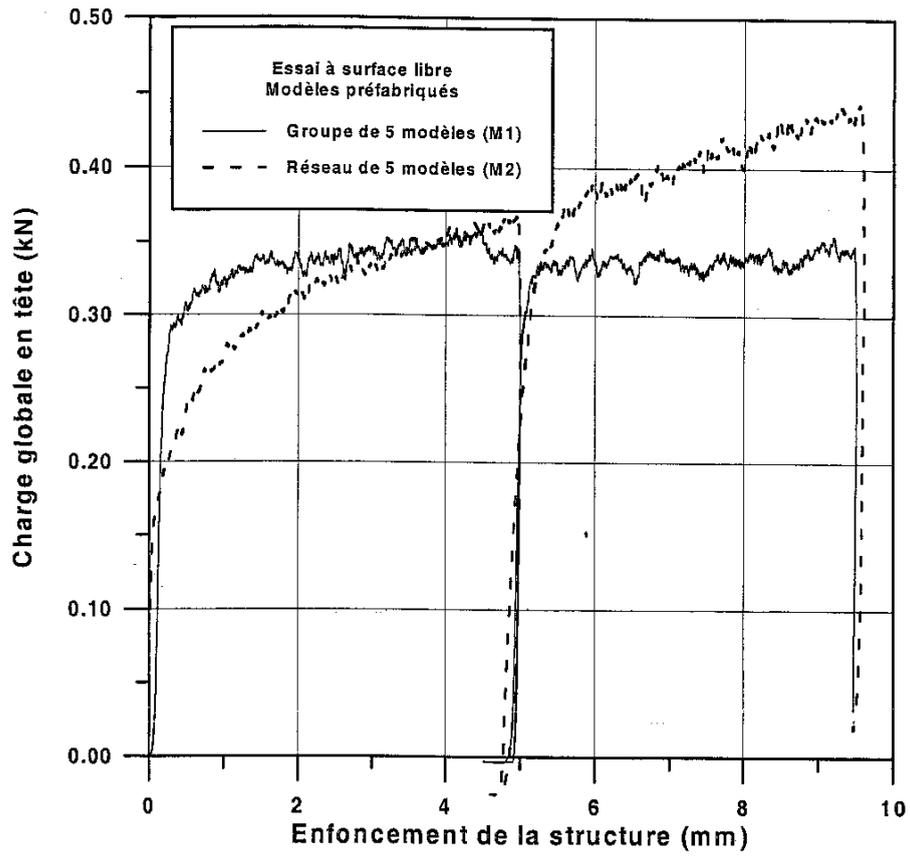


Figure 4.36 Comparaison des comportements du groupe et du réseau (préfabriqués) dans le massif à surface libre

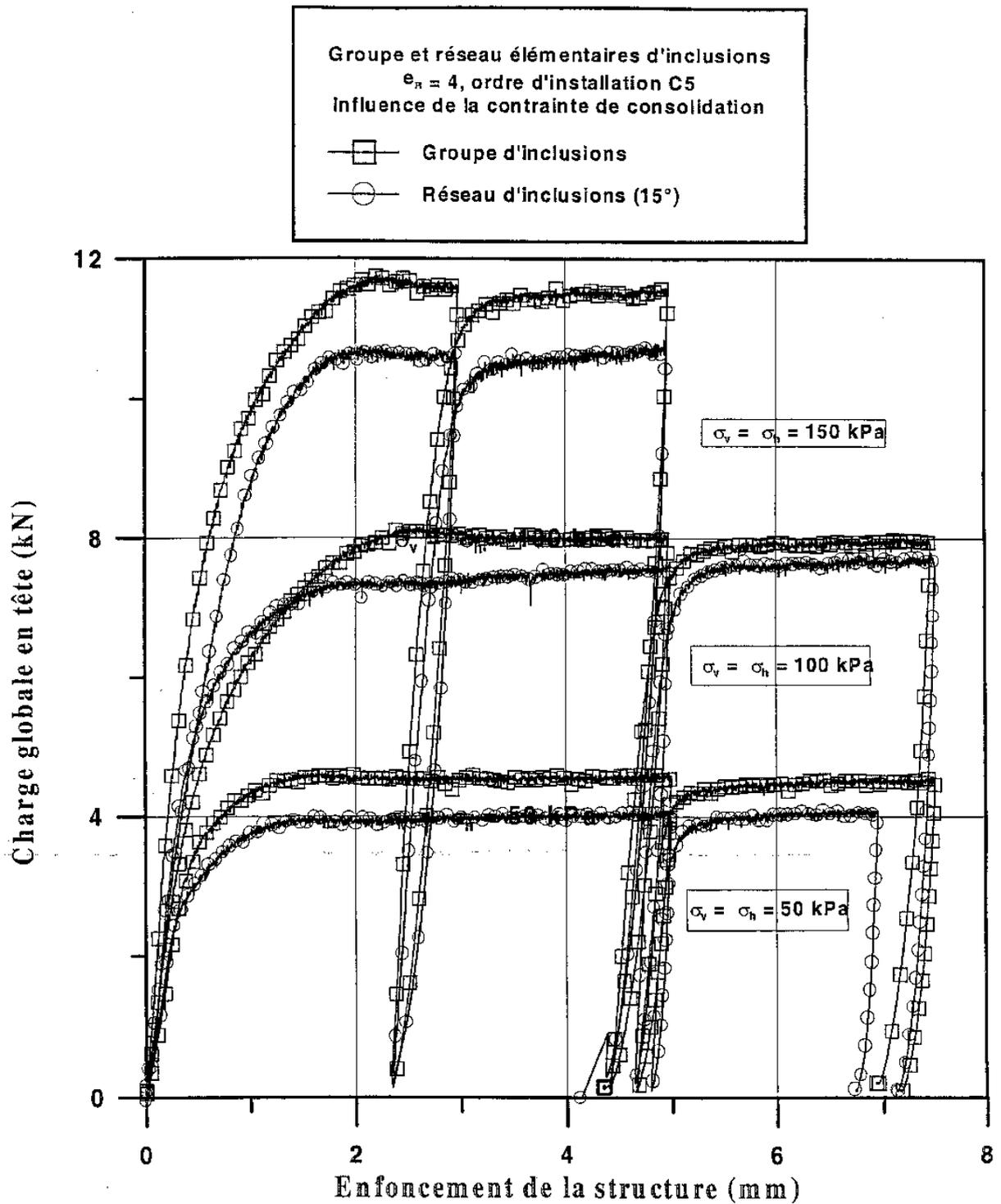


Figure 4.37 Comparaison des comportements du groupe et du réseau sous différentes contraintes

En ce qui concerne les essais à surface libre (figure 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 écoulement linéaire et atteint des charges supérieures à celles du groupe pour un déplacement supérieur à 4 mm environ.

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'érouissage significatif pour les réseaux.

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	Caractéristiques de la structure	Essai	Contrainte appliquée au massif (kPa)	Effort maximal en tête (kN)
M1	0,70	Groupe	préfabriquée	M1	Surface libre	0,35
M2	0,70	Réseau	préfabriquée	M2	Surface libre	0,45
M3	0,55	Groupe	scellée en tête	M3-1	50	4,59
				M3-2	100	8,09
M4	0,56	Réseau	scellée en tête	M4-1	50	3,96
				M4-2	100	7,39
M5	0,55	Groupe	scellée en tête	M5-1	50	4,33
				M5-2	100	7,73
				M5-3	150	11,75
M6	0,55	Réseau	scellée en tête	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 4 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 Etude en boîte de cisaillement (CERMES)

L'étude expérimentale menée par Ho et Coyne (1996) 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 x 10 cm x 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 $- 15^\circ$ (en s'éloignant de la direction du cisaillement) ;
- des ensembles de 3 files de 7 micropieux, une dans chaque direction, d'inclinaison ($+ 15^\circ, 0^\circ, - 15^\circ$), 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 3 files d'inclusions reliées en tête.

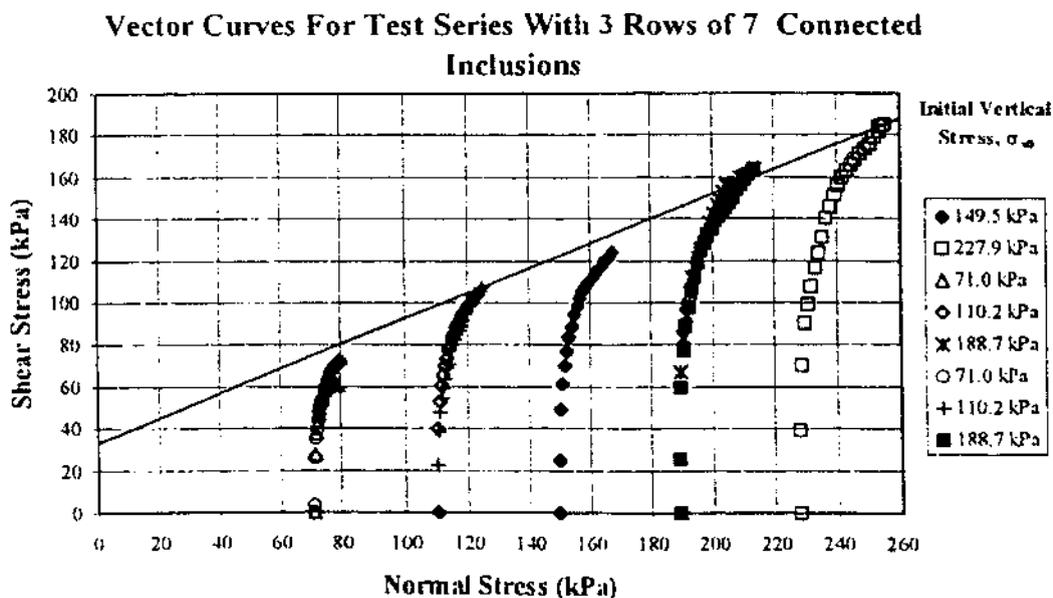


Figure 4.38 : Chemins de contrainte dans les cas de 3 files de 7 inclusions reliées en tête, 3 par 3.

Le tableau 4.8 résume l'ensemble des résultats obtenus. On remarque que l'angle de frottement apparent reste pratiquement constant quelque soit 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 3 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 f (°)
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 verticales 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 Analyse des résultats

4.3.1 Etude 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 peuvent permettre 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 (figure 4.39) :

- 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.

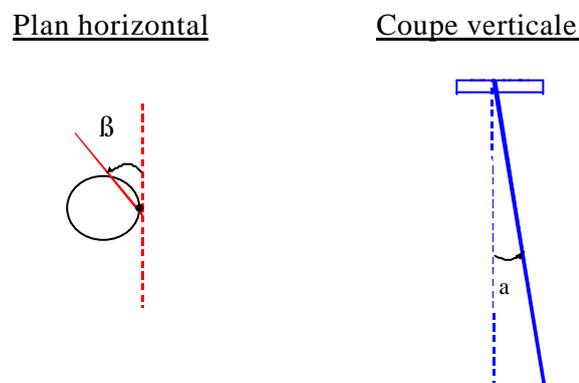


Figure 4.39 – Définitions des deux angles β et α déterminant l'orientation des micropieux.

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'entr'axe $17,5B$, simulant ainsi des micropieux isolés (micropieux de référence);

- un groupe de 18 micropieux d'entr'axe 7B et disposés en deux cercles concentriques ;
- un réseau de 18 micropieux d'entr'axe 7B 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 4.40 montre la disposition géométrique des micropieux de référence, du groupe de 18 micropieux et du réseau de 18 micropieux.

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 $\alpha = 200^\circ$ et leur inclinaison par rapport à la verticale était $\alpha = 11^\circ$.

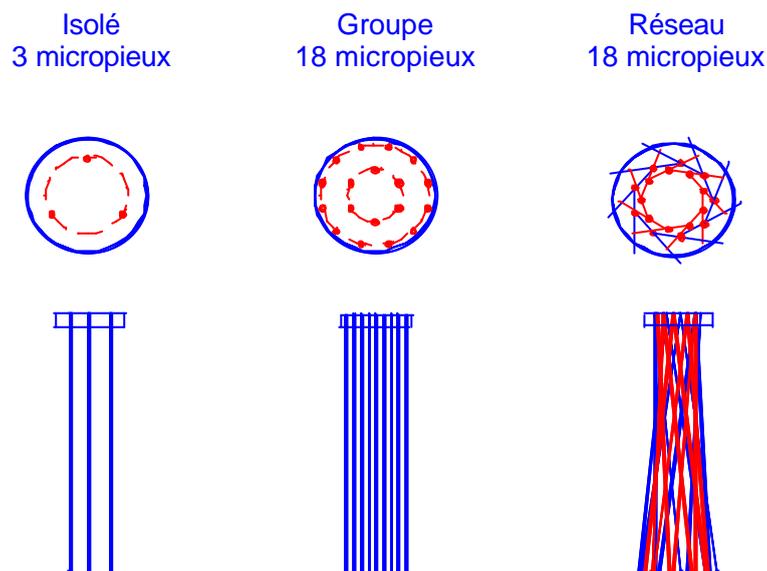


Figure 4.40 – Disposition géométrique (Lizzi, 1978)

La figure 4.41 présente les courbes de chargement des micropieux isolés, du groupe et du réseau dans le cas du sable.

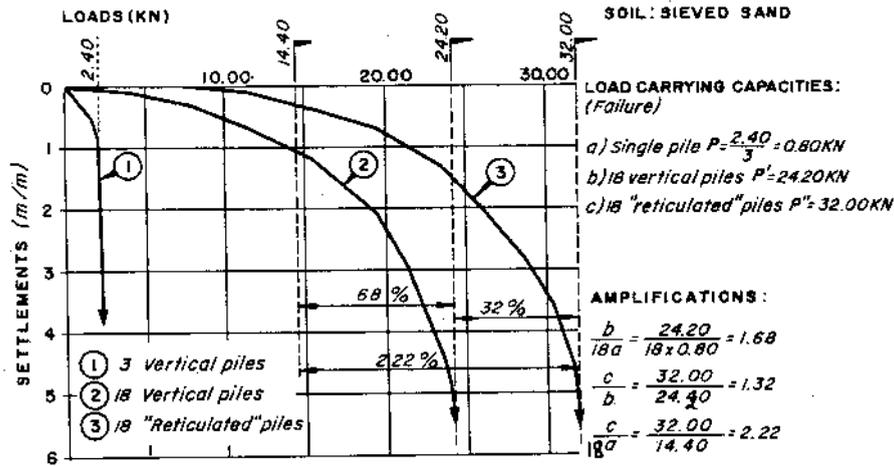


Figure 4.41 – Courbes de chargement des 3 micropieux de références, du groupe et du réseau de 18 micropieux : cas du sable (Lizzi, 1978)

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 4.9 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 $1/10^{\text{ème}}$ du diamètre de la semelle de liaison).

Tableau 4.9 – 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	Réseau 1	Forage	4	20°	-	4	100	5	0,81
	Réseau 2	Forage	4	20°	-	12	100	5	0,85
	Réseau 3	Forage	4	20°	-	17	100	5	0,81
LCPC Centrifugeuse à 10g	Type Lizzi (initial)	Moulé	18	9°* / 11,8°***	-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 10g	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°* / 11,8°***	-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

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 des 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 ($s/B=250\%$).

4.3.1.1 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 4.42 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.

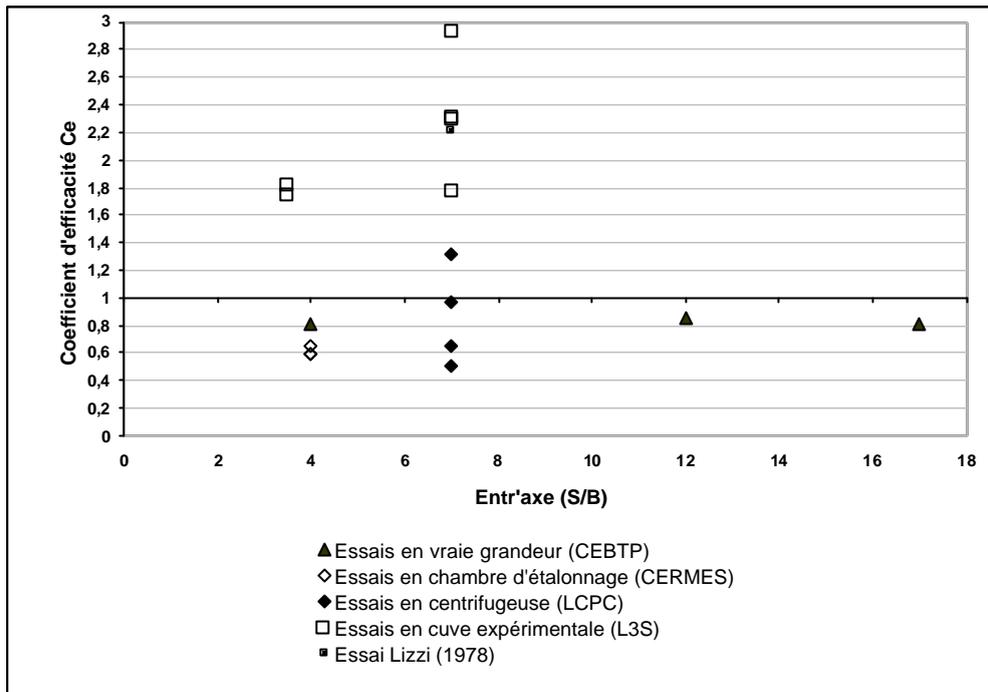


Figure 4.42 – Coefficients d'efficacité des réseaux obtenus par les essais réalisés dans le cadre du Projet National FOREVER, en fonction de l'espacement entre les micropieux.

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 chevalets).

4.3.1.2 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 $I_D \leq 0,50$.

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. A faible densité, les réseaux présentent de l'écroutissage 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.

4.3.1.3 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 enserrement suffisant pour conduire à un effet positif.

4.3.1.4 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 PN Forever sont $8,3^\circ$ à 20° pour α et -40° à $+220^\circ$ pour β (tableau 4.9). 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 mis 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 II_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 $0,1B$,

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'écroutissement, 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 $\alpha = 20^\circ$, $\beta = -30^\circ / 210^\circ$) (figure 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'écroutissement 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 (figures 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 confection correcte du massif de sable avec les réseaux de micropieux.

4.3.2 Commentaires sur la réaction transversale

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.

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 d'entr'axe $S/B = 2$. Les études numériques effectuées au CERMES sur des doubles chevalets confirment ces résultats (voir chapitre 5).

Chapitre 5 : Approche par la méthode hybride

Chapitre 5 : Approche par la méthode hybride

5.1 Introduction

Le comportement des groupes et des réseaux de micropieux sous chargement vertical ou horizontal dépendent de plusieurs paramètres qui influencent leur capacité de portance. L'analyse des résultats des essais de chargement de groupes et de réseaux de micropieux, réalisés dans le cadre du projet national Forever, distingue plusieurs de ces paramètres influençant sur la portance (voir paragraphes 3.3 et 4.3). Certains de ces paramètres étudiés sont communs aux groupes et aux réseaux (i.e l'espacement entre les micropieux, la densité du sol, ...). De plus, la portance et le mode de comportement des réseaux dépendent principalement de l'orientation des micropieux (enchevêtrement et inclinaison; voir paragraphe 4.3.1.4).

L'influence de l'orientation des micropieux au sein d'un réseau reste un phénomène assez complexe et peu abordé par les recherches. Pourtant les réseaux enchevêtrés ont connu des domaines d'applications assez variés (voir paragraphe 1.5) et ont révélé dans certains cas des portances plus importantes que celles des groupes équivalents (voir chapitre 4).

L'étude de l'inclinaison des micropieux au sein du réseau élémentaire de 4 micropieux (en double chevalets) du site de Saint Rémy-lès-Chevreuse fait l'objet principal de ce chapitre. Une approche par la méthode des fonctions de transfert de charge est utilisée permettant ainsi d'étudier le comportement global du réseau sous chargement vertical ou horizontal en tête, ainsi que le comportement propre de chaque micropieux de ce réseau élémentaire.

Le programme de calcul de groupe GOUPEG (Degny et Romagny, 1989) est utilisé. Cette recherche s'est appuyée sur la version GOUPEG (gpin3d2.f) utilisée par Perlo et al. (1998).

On décrit dans ce chapitre ce programme de calcul basé sur une méthode de calcul de type hybride (voir paragraphes 2.3.1.3 et 2.3.2.3): le calcul du comportement des pieux du groupe (sans prise en compte de l'interaction pieu-sol-pieu) étant basé sur la méthode des fonctions de transfert de charge, quant à l'évaluation des interactions entre les micropieux, elle est déterminée à partir de la théorie du continuum élastique (Mindlin, 1936). Ces interactions sont prises en compte par application de coefficients correcteurs des courbes de réactions du sol. La détermination de ces coefficients correcteurs est ensuite détaillée.

Les travaux menés dans le cadre de la présente recherche ont nécessité les extensions et/ou aménagements suivants (voir les détails plus loin dans ce chapitre):

- validation des équations tridimensionnelles de Mindlin (paragraphe 5.3.2) et prise en compte de l'inclinaison des micropieux dans le calcul de l'interaction (paragraphe 5.3.4);
- insertion des coefficients rigidificateurs des courbes de réactions (paragraphe 5.3.3.1);
- élaboration de la stratégie de modification des courbes de transfert par les coefficients correcteurs (paragraphe 5.3.3);
- insertion de l'option d'utilisation de deux modules de déformation pour les micropieux (paragraphe 5.4.1.5).

Des tests numériques sont également présentés déterminant l'influence du nombre des tronçons "numériques" de micropieux sur le calcul de l'interaction entre les micropieux et du comportement global du groupe.

Le programme GOUPEG est appliqué sur le cas du réseau élémentaire de 4 micropieux en double chevalets du site de Saint Rémy-lès-Chevreuse (voir paragraphe 4.2.1) chargés verticalement ou horizontalement en tête. Les résultats des calculs sont ensuite comparés à ceux des mesures. Cette validation est réalisée par deux approches: la première étant basée sur des courbes de réactions du sol déterminées à partir des recommandations des normes; les courbes de réactions du sol de la deuxième approche étant déterminées à partir d'une étude par la méthode du "calcul à rebours" (ou "back analysis").

Finalement, une étude paramétrique est présentée analysant l'effet de l'inclinaison des micropieux d'un réseau élémentaire, en double chevalets, sur le comportement global du réseau ainsi que sur le comportement des micropieux.

5.2 GOUPIL : calcul des groupes sans prise en compte de l'interaction pieu-sol-pieu

Le comportement d'un groupe de pieux, liés en tête par un chevêtre rigide, soumis à des déplacements du sol, et en un point de son chevêtre, à des sollicitations tridimensionnelles ou à des déplacements imposés, diffère généralement de celui d'un pieu isolé sollicité transversalement ou axialement. Le fait de relier les pieux implique une répartition inconnue des efforts en tête de chacun de ces pieux. Le calcul d'un tel comportement de groupe de pieux est assuré par le programme GOUPIL (Degny et Romagny, 1989).

On note que ce calcul traite séparément les types de chargement (compression/traction et flexion), et que les équations d'équilibre pour chacun des pieux sont données dans des repères locaux, propres à chaque pieu.

5.2.1 Les équations mécaniques

La figure 5.1 montre les conventions de signe du programme GOUPIL. Tenant compte de l'hypothèse du découplage entre les différents types de chargement, les équations d'équilibre d'un tronçon élémentaire du pieu sont données par :

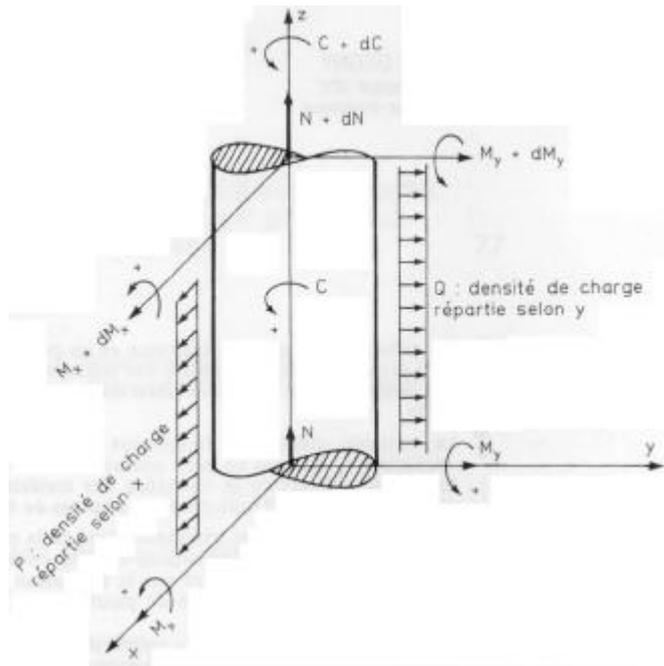


Figure 5.1 – Convention de signe du programme GOUPIL.

Compression :

$$\frac{dN}{dz} = -R \quad (V-1)$$

Flexion dans le plan x-z :

$$\frac{dM_y}{dz} = -T_x \quad (V-2)$$

$$\frac{dT_x}{dz} = -P \quad (V-3)$$

Flexion dans le plan y-z :

$$\frac{dM_x}{dz} = -T_y \quad (V-4)$$

$$\frac{dT_y}{dz} = -Q \quad (V-5)$$

- où
- N effort normal à la section droite
 - M_x moment fléchissant autour de l'axe des x
 - M_y moment fléchissant autour de l'axe des y
 - T_x effort tranchant selon x
 - T_y effort tranchant selon y
 - P densité de charge répartie selon x (transversale)
 - Q densité de charge répartie selon y (transversale)
 - R densité de charge répartie selon z (axiale)

Le comportement élastique du pieu se traduit par les équations suivantes :

Compression / traction :

$$\frac{dw}{dz} = \frac{N(z)}{ES} \quad (V-6)$$

Flexion dans le plan x-z :

$$M_y = EI_y \frac{d\theta_y}{dz} = EI_y \frac{d^2 u}{dz^2} \quad (V-7)$$

Flexion dans le plan y-z :

$$M_x = EI_x \frac{d\theta_x}{dz} = EI_x \frac{d^2 v}{dz^2} \quad (V-8)$$

- où
- u flèche dans la direction x
 - v flèche dans la direction y

w	allongement de la fibre neutre dans la direction z
θ_x	rotation de la section autour de l'axe des x
θ_y	rotation de la section autour de l'axe des y
E	module d'Young
S	aire de la section droite
I_x	inertie autour de l'axe des x
I_y	inertie autour de l'axe des y

La dérivation des équations de comportement et leur combinaison aux équations d'équilibre donnent les équations différentielles de la ligne élastique du pieu:

$$\text{Compression :} \quad ES \frac{d^2 w}{dz^2} + R = 0 \quad (\text{V-9})$$

$$\text{Flexion x-z :} \quad EI_y \frac{d^4 u}{dz^4} - P = 0 \quad (\text{V-10})$$

$$\text{Flexion y-z :} \quad EI_x \frac{d^4 v}{dz^4} - Q = 0 \quad (\text{V-11})$$

Les densités de charge P , Q et R (ou les pressions de réaction p , q , r) sont supposées être fonctions du déplacement relatif sol-pieu. La loi d'interaction sol-pieu est donnée par les équations suivantes :

$$P = f_1 (f-u) \quad Q = f_2 (g-v) \quad R = f_3 (h-w) \quad (\text{V-12})$$

avec f , g , et h les trois composantes du déplacement libre du sol. Les fonctions f_i sont linéarisées par morceaux :

$$f_i (\xi) = a_i^j + b_i^j \cdot \xi \quad (\text{V-13})$$

où j est le segment considéré

La figure 5.2 montre une courbe de réaction linéaire par morceaux, telle qu'elle est prise en compte par le logiciel GOUPIL.

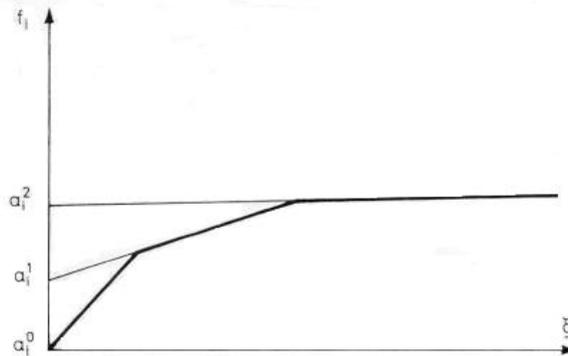


Figure 5.2 – Courbe de réaction trilineaire du sol.

5.2.2 Matrice transfert et matrice de rigidité

Les pieux du groupe sont divisés en tronçons, tel que chaque tronçon a des caractéristiques géométriques et mécaniques constantes et est en interaction avec une "tranche" de sol homogène. Un calcul GOUPIL permet d'obtenir pour chaque tronçon son vecteur d'état V:

$$V = \begin{bmatrix} D \\ E \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{V-14})$$

où

$$D = \begin{bmatrix} u \\ U \\ v \\ w \\ \mathbf{q} \\ \mathbf{q}_x \\ \mathbf{q}_y \\ \mathbf{q}_z \end{bmatrix} \quad (\text{V-15})$$

est le torseur des déplacements, constitué du vecteur déplacement U et de rotation θ ;

et

$$E = \begin{bmatrix} F_x \\ F \\ F_y \\ F_z \\ M_x \\ \mathbf{q} \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} \quad (\text{V-16})$$

est le torseur des efforts, constitué du vecteur effort tranchant F et du vecteur moment fléchissant M.

La détermination du vecteur d'état de chaque tronçon est toutefois résolue au centre du chevêtre. Ce principe de résolution, qu'on présente dans ce paragraphe, est fondé sur la notion de matrice de transfert et matrice de rigidité.

Pour chaque tronçon des pieux du groupe, on détermine la matrice de transfert liant les vecteurs d'états de ses deux extrémités. Cette matrice de transfert est à la fois fonction de la géométrie du tronçon, du type de chargement (flexion, compression ou traction) et des caractéristiques du sol. Ainsi pour un tronçon donné d'extrémités 0 (V_0) et 1 (V_1), on peut écrire:

$$\begin{bmatrix} D_1 \\ E_1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} & \mathbf{a} \\ T_{21} & T_{22} & \mathbf{b} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_0 \\ E_0 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{V-17})$$

où

$$V_1 = T \cdot V_0 \quad (\text{V-18})$$

Les composantes T_{ij} sont construites à partir des solutions analytiques de chacune des sollicitations élémentaires. L'annexe A7 donne un exemple de construction d'une matrice de transfert pour le cas d'une sollicitation en compression/traction d'un élément de poutre.

En écrivant le vecteur E en fonction du vecteur V on en déduit la matrice de rigidité R:

$$\begin{bmatrix} E_0 \\ E_1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -T_{12}^{-1}T_{11} & T_{12}^{-1} & -T_{12}^{-1}\mathbf{a} \\ T_{21} - T_{22}T_{12}^{-1}T_{11} & T_{22}T_{12}^{-1} & -T_{22}T_{12}^{-1}\mathbf{a} + \mathbf{b} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_0 \\ D_1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{V-19})$$

ou $E = R.D$ (V-20)

La matrice transfert d'un pieu liant ses deux extrémités (la pointe et la tête) peut être écrite en fonction des matrices transferts de ses n tronçons. Soit T_i la matrice de transfert du tronçon i d'extrémités i et i-1, on peut alors écrire :

$$\begin{aligned} V_1 &= T_1 \cdot V_0 && \text{(liaison pieu - extrémité inférieure: pointe)} \\ V_2 &= T_2 \cdot V_1 \\ &\dots \\ V_i &= T_i \cdot V_{i-1} \\ &\dots \\ V_{n-1} &= T_{n-1} \cdot V_{n-2} \\ V_n &= T_n \cdot V_{n-1} && \text{(liaison chevrete-pieu)} \end{aligned}$$

on en déduit $V_n = (T_n \cdot T_{n-1} \dots T_i \dots T_2 \cdot T_1) \cdot V_0$ (V-21)

Ainsi on a pu déterminer un lien entre les vecteurs d'état de la tête du pieu et de sa pointe. Cette matrice transfert est le produit des matrices transfert des n tronçons du pieu.

D'une façon analogue au cas du tronçon, la matrice de rigidité peut donc être également déterminée pour chaque pieu.

5.2.3 Méthode de résolution et algorithme du programme

Une fois la rigidité en tête de chaque pieu est déterminée, on la calcule au centre du chevrete, là où elle est additionnée avec les rigidités des autres pieux du groupe. Ce calcul tient compte des différents types de liaisons entre les tronçons et notamment entre la tête des pieux et du chevrete: articulé, encastré, ...

Soit m ($m \leq 6$) le nombre de composantes d'effort E^* imposées au centre du chevrete. On a donc 6-m composantes de déplacement imposées et m déplacements inconnus D^* associés aux efforts connus. La résolution de l'équation de la rigidité (V-20) au centre du chevrete pour les m efforts imposés E^* nous permet de déduire les déplacements inconnus D^* . Connaissant ainsi tous les déplacements, on peut calculer les 6-m réactions d'appuis correspondant aux 6-m déplacements imposés.

$$E = R.D \quad (\text{V-20})$$

L'algorithme de calcul du programme GOUPIL présente trois étapes itératives (Degny et Romagny, 1989):

Etape 1, détermination des éléments de rigidité des pieux:

- cette étape est effectuée pour chaque pieu du groupe :
- calcul des matrices-transferts pour tous les tronçons du pieu;
 - calcul de la matrice-transfert totale du pieu;
 - calcul des éléments de rigidité R et G en tête du pieu (liaison non comprise).

Etape 2, résolution au centre du chevêtre :

- prise en compte, pour chaque pieu, de la liaison en tête;
- détermination des éléments de rigidité de tous les pieux (liaison comprise) au centre du chevêtre;
- résolution du vecteur d'état (D,E) au centre du chevêtre;
- calcul du vecteur d'état en tête de chaque pieu (liaison non comprise).

Etape 3, résultats intermédiaires pour chaque pieu et critères de convergence :

- cette étape est effectuée pour chaque pieu du groupe :
- calcul du vecteur d'état en bas et au sommet de chaque tronçon constituant le pieu, déduction des réactions du sol au milieu de chaque tronçon;
 - premier critère de convergence sur les courbes de réaction du sol au milieu de chaque tronçon;
 - calcul du vecteur d'état en pointe du pieu;
 - deuxième critère de convergence sur les courbes de réaction en pointe.

5.2.4 Critères de convergence

La résolution du vecteur d'état au centre du chevêtre permet de calculer au sommet et au bas de chaque tronçon le déplacement relatif sol pieu. Les caractéristiques mécaniques et géotechniques (courbes f_i) étant supposées constantes le long d'un tronçon, on détermine la branche linéaire de la courbe de réaction du sol f_i en fonction de la valeur moyenne des déplacements relatifs du sommet et du bas du tronçon. Ce déplacement permet de déterminer de nouvelles caractéristiques mécaniques tangentes ou sécantes pour cette branche ce qui permet d'avoir une nouvelle matrice de transfert, donc un nouveau déplacement relatif. Le processus de calcul converge dès que le point, correspondant au déplacement relatif moyen au centre de chaque tronçon d'une part et de la réaction du sol d'autre part, se situe sur la courbe de réaction correspondante moyennant une certaine tolérance (définie par l'utilisateur).

5.3 GOUPEG : calcul des groupes avec prise en compte de l'interaction pieu-sol-pieu

L'interaction entre les pieux n'est pas automatiquement calculée par GOUPIIL : elle est introduite par l'utilisateur du logiciel en terme de coefficients de pondération empiriques appliqués sur les courbes de réaction.

Le logiciel GOUPEG (Maleki et Frank, 1994 ; et Perlo et al., 1997) permet la prise en compte automatique de l'effet de groupe dans le programme GOUPIL, en appliquant des coefficients correcteurs déterminés à partir des équations de Mindlin (1936). Ainsi GOUPEG utilise un modèle de type hybride (O'Neill, et al., 1977) qui comprend un calcul basé sur la méthode des fonctions de transfert de charge ou courbe de réaction (GOUPIL) et un autre basé sur la théorie de l'élasticité (équations de Mindlin).

5.3.1 Hypothèses

Dans leur formulation générale, les équations de Mindlin expriment une solution aux équations élastiques tridimensionnelles valables dans un massif semi-infini, homogène et isotrope, ceci pour une force ponctuelle agissant à l'intérieur de ce massif. Dans GOUPEG ces équations sont utilisées pour déterminer l'interaction entre les pieux du groupe.

Afin d'appliquer les équations de Mindlin dans GOUPEG, certaines hypothèses ont été admises :

- un modèle « hybride » : la réponse au niveau d'un pieu isolé est basée sur la méthode des fonctions de transfert de charge qui diffère de l'hypothèse de l'élasticité du sol sur laquelle sont basées les équations de Mindlin;
- assimilation des contraintes surfaciques à une force ponctuelle : dans GOUPEG on utilise les équations de Mindlin pour évaluer l'influence d'un pieu sur un autre et plus spécifiquement l'influence de la réaction d'un tronçon i d'un pieu I , sur un tronçon j d'un pieu J . L'action appliquée par un tronçon de pieu sur le sol (égale à la réaction du sol sur le tronçon) est mobilisée par des contraintes surfaciques qu'on assimile à des forces ponctuelles appliquées au centre du tronçon;
- homogénéité du sol : l'application des équations de Mindlin dans GOUPEG, utilise des paramètres homogénéisés du sol (module de cisaillement G , et coefficient de Poisson ν).

5.3.2 Les équations de Mindlin

Les résultats fournis par GOUPIL donnent les déplacements des tronçons des pieux du groupe ainsi que l'effort qu'ils induisent dans le sol. On assimile le frottement axial et la réaction transversale du sol sur le pieu à des forces ponctuelles, verticale et radiale, P_{iz} et P_{ir} (P_{ix} et/ou P_{iy}) appliquées au centre du tronçon. Ces forces P_i induisent, selon les équations de Mindlin, des déplacements et des contraintes sur les tronçons des autres pieux de ce groupe (figure 5.3).

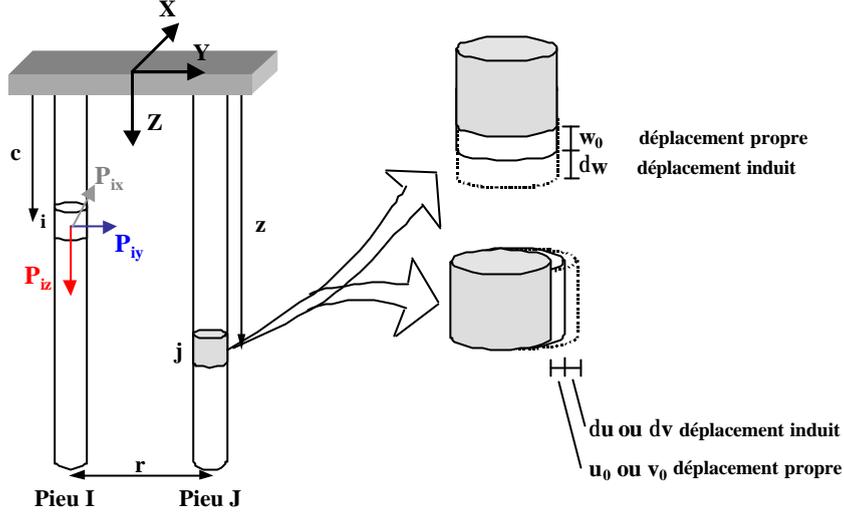


Figure 5.3 – Application des équations de Mindlin au cas des pieux en interaction.

Ainsi, une charge verticale P_{iz} , appliquée au centre du tronçon i du pieu I, induit sur le tronçon j d'un pieu J:

- des déplacements respectivement selon les axes x, y et z :

$$du_z = \frac{P_{iz}x}{16pG(1-n)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4n)(z-c)}{R_2^3} - \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)} + \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} \right] \quad (V-22)$$

$$dv_z = \frac{P_{iz}y}{16pG(1-n)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4n)(z-c)}{R_2^3} - \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)} + \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} \right] \quad (V-23)$$

$$dw_z = \frac{P_{iz}}{16pG(1-n)} \left[\frac{3-4n}{R_1} + \frac{8(1-n)^2 - (3-4n)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4n)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (V-24)$$

- et des contraintes respectivement selon les axes x, y et z :

$$ds_{xz} = \frac{P_{iz}}{8p(1-n)} \left[\frac{(1-2n)(z-c)}{R_1^3} - \frac{3x^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{(1-2n)[3(z-c) - 4n(z+c)]}{R_2^3} \right. \\ \left. - \frac{3(3-4v)x^2(z-c) - 6c(z+c)[(1-2v)z - 2vc]}{R_2^5} - \frac{30cx^2z(z+c)}{R_2^7} \right. \\ \left. - \frac{4(1-v)(1-2v)}{R_2(R_2+z+c)} \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{x^2}{R_2^2} \right) \right] \quad (V-25)$$

$$ds_{yz} = \frac{P_{iz}}{8p(1-n)} \left[\frac{(1-2n)(z-c)}{R_1^3} - \frac{3y^2(z-c)}{R_1^5} + \frac{(1-2n)[3(z-c) - 4n(z+c)]}{R_2^3} \right. \\ \left. - \frac{3(3-4v)y^2(z-c) - 6c(z+c)[(1-2v)z - 2vc]}{R_2^5} - \frac{30cy^2z(z+c)}{R_2^7} \right. \\ \left. - \frac{4(1-v)(1-2v)}{R_2(R_2+z+c)} \left(1 - \frac{y^2}{R_2(R_2+z+c)} - \frac{y^2}{R_2^2} \right) \right] \quad (V-26)$$

$$ds_{zz} = \frac{P_{iz}}{8p(1-n)} \left[-\frac{(1-2n)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2n)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad (V-27)$$

avec $R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2}$;
 $R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2}$;
G, le module de cisaillement du sol ;
ν, le coefficient de Poisson.

Une force horizontale selon l'axe x, P_{ix} , induit sur le tronçon j d'un pieu J:

- des déplacements respectivement selon les axes x, y et z :

$$du_x = \frac{P_{ix}}{16pG(1-n)} \left[\frac{3-4n}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{x^2}{R_1^3} + \frac{(3-4n)x^2}{R_2^3} + \frac{2cz}{R_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{R_2^2} \right) + \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2+z+c} \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} \right) \right] \quad (V-28)$$

$$dv_x = \frac{P_{ix}xy}{16pG(1-n)} \left[\frac{1}{R_1^3} + \frac{3-4n}{R_2^3} - \frac{6cz}{R_2^3} - \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)^2} \right] \quad (V-29)$$

$$dw_x = \frac{P_{ix}x}{16pG(1-n)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4n)(z-c)}{R_2^3} - \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} - \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)} \right] \quad (V-30)$$

- ainsi que des contraintes induites respectivement selon les axes x, y et z :

$$ds_{xx} = \frac{P_{ix}x}{8p(1-n)} \left[-\frac{(1-2n)}{R_1^3} + \frac{(1-2n)(5-4n)}{R_2^3} - \frac{3x^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4n)x^2}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2} \left(3 - \frac{x^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)} \right) + \frac{6c}{R_2^5} \left(3c - (3-2\nu)(z+c) + \frac{5x^2z}{R_2^2} \right) \right] \quad (V-31)$$

$$ds_{yy} = \frac{P_{ix}y}{8p(1-n)} \left[\frac{(1-2n)}{R_1^3} + \frac{(1-2n)(3-4n)}{R_2^3} - \frac{3y^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4n)y^2}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2} \left(3 - \frac{y^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)} \right) + \frac{6c}{R_2^5} \left(3c - (3-2\nu)(z+c) + \frac{5y^2z}{R_2^2} \right) \right] \quad (V-32)$$

$$ds_{zx} = \frac{P_{ix}x}{8p(1-n)} \left[\frac{(1-2n)}{R_1^3} + \frac{(1-2n)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4n)(z+c)^2}{R_2^5} + \frac{6c}{R_2^5} \left(c + (1-2\nu)(z+c) + \frac{5(z+c)^2z}{R_2^2} \right) \right] \quad (V-33)$$

De même, une force horizontale P_{iy} induit sur le tronçon j d'un pieu J:

- des déplacements respectivement selon les axes x, y et z :

$$du_y = \frac{P_{iy}xy}{16pG(1-n)} \left[\frac{1}{R_1^3} + \frac{3-4n}{R_2^3} - \frac{6cz}{R_2^3} - \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)^2} \right] \quad (V-34)$$

$$dv_y = \frac{P_{iy}}{16pG(1-n)} \left[\frac{3-4n}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{y^2}{R_1^3} + \frac{(3-4n)y^2}{R_2^3} + \frac{2cz}{R_2^3} \left(1 - \frac{3y^2}{R_2^2} \right) + \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2+z+c} \left(1 - \frac{y^2}{R_2(R_2+z+c)} \right) \right] \quad (V-35)$$

$$dw_y = \frac{P_{iy}y}{16pG(1-n)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4n)(z-c)}{R_2^3} - \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} - \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)} \right] \quad (V-36)$$

- et des contraintes induites respectivement selon les axes x, y et z :

$$ds_{xy} = \frac{P_{iy}y}{8p(1-n)} \left[-\frac{(1-2n)}{R_1^3} + \frac{(1-2n)(5-4n)}{R_2^3} - \frac{3y^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4n)y^2}{R_2^5} - \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)^2} \left(3 - \frac{y^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)} \right) + \frac{6c}{R_2^5} \left(3c - (3-2n)(z+c) + \frac{5y^2z}{R_2^2} \right) \right] \quad (V-37)$$

$$ds_{yy} = \frac{P_{iy}x}{8p(1-n)} \left[\frac{(1-2n)}{R_1^3} + \frac{(1-2n)(3-4n)}{R_2^3} - \frac{3x^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4n)x^2}{R_2^5} - \frac{4(1-n)(1-2n)}{R_2(R_2+z+c)^2} \left(3 - \frac{x^2(3R_2+z+c)}{R_2^2(R_2+z+c)} \right) + \frac{6c}{R_2^5} \left(3c - (3-2n)(z+c) + \frac{5x^2z}{R_2^2} \right) \right] \quad (V-38)$$

$$ds_{zy} = \frac{P_{iy}y}{8p(1-n)} \left[\frac{(1-2n)}{R_1^3} + \frac{(1-2n)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4n)(z+c)^2}{R_2^5} + \frac{6c}{R_2^5} \left(c + (1-2n)(z+c) + \frac{5(z+c)^2z}{R_2^2} \right) \right] \quad (V-39)$$

5.3.3 Méthode et critères d'application

Le programme GOUPEG diffère de GOUPIL par la modification des courbes de réactions à l'aide du calcul automatique de coefficients correcteurs qui simulent l'interaction entre les pieux (effet de groupe). Ces coefficients sont déterminés à partir des équations de Mindlin (équations V-22 à V-39). On distingue deux types de facteurs correcteurs des courbes de réaction (O'Neill et al., 1977) :

- les facteurs de déplacement selon « x », selon « y » et selon « z », appliqués sur les déplacements u, v et w ;
- le facteur de contrainte « p » appliqué sur la pression de réaction p.

5.3.3.1 Facteur de déplacement

Pour les déplacements induits, on calcule pour chaque tronçon 'j' du pieu J la somme des déplacements élémentaires induits par les tronçons des autres pieux du groupe :

$$du_{Jj} = \sum_{\substack{I=1 \\ I \neq J}}^{npieu} \sum_{n=1}^{ntronc(I)} du_{In} \quad + \quad (V-40)$$

avec $npieu$ le nombre de pieux dans le groupe
 $ntronc(I)$ le nombre de tronçons dans le pieu I
 du_{In} la somme des déplacements induits, dans la direction u, par les composantes de la force ponctuelle P (P_{ix} , P_{iy} , P_{iz}) appliquée au milieu du tronçon i :

$$\delta u_{In} = \sum_{k=x,y,z} \delta u_k \quad (V-41)$$

Les valeurs de δu_k sont données par:

- les équations V-22, V-28 et V-34 pour un déplacement δu induit selon l'axe des x;
- les équations V-23, V-29 et V-35 pour un déplacement δv induit selon l'axe des y;
- les équations V-24, V-30 et V-36 pour un déplacement δw induit selon l'axe des z.

A titre d'exemple, on considère $(u_{Jj})_0$ le déplacement propre du tronçon j du pieu J du groupe, calculé par GOUPIL, donc sans tenir compte de l'interaction (l'indice 0 est relatif au numéro de l'itération). On définit le facteur multiplicatif $Coef(u_{Jj})_1$, égal au rapport de la somme de $(u_{Jj})_0$ avec le déplacement supplémentaire induit calculé par les équations de Mindlin $(\delta u_{Jj})_1$, au déplacement $(u_{Jj})_0$:

$$Coef(u_{Jj})_1 = \frac{(u_{Jj})_0 + (\delta u_{Jj})_1}{(u_{Jj})_0} \quad (V-42)$$

Les facteurs déplacements sont appliqués sur les courbes de réaction transversale p-y (ou p-x), et sur les courbes de frottement latéral t-z, comme le montre la figure 5.4.

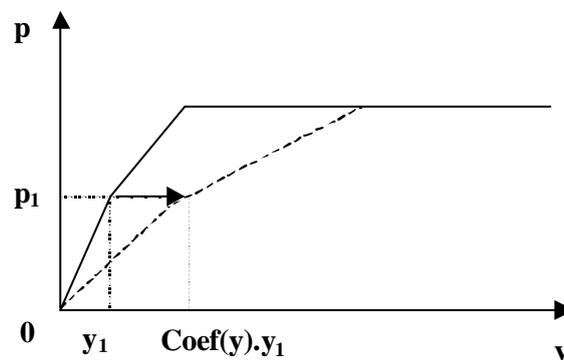


Figure 5.4 – Application du coefficient de déplacement sur les courbes de réaction.

L'équation V-42 est établie en supposant que $(u_{Jj})_0$ et $(\delta u_{Jj})_1$ ont le même sens. Cependant, si les deux déplacements sont dans des sens opposés, l'effet du coefficient de déplacement sera

« rigidificateur » comparé à un pieu isolé équivalent. L'équation V-42 ne sera plus applicable, surtout si la valeur absolue de $(\delta u_j)_1$ est égale ou excède celle de $(u_j)_0$, car dans ce dernier cas le coefficient deviendrait négatif. L'équation suivante sera appliquée dans le cas où le déplacement initial et le déplacement induit sont de sens opposés.

$$Coef (u_{j_j})_1 = \frac{|(u_{j_j})_0|}{|(u_{j_j})_0| + |(du_{j_j})_1|} \quad (V-43)$$

Au niveau des tronçons proches de la pointe des pieux, le déplacement initial des tronçons $(u_j)_0$ est relativement faible, comparé au déplacement induit $(\delta u_j)_1$, ce qui implique un coefficient rigidificateur proche de zéro. Afin d'éviter le cas de coefficients de déplacement infiniment petits, ce qui rend les calculs matriciels trop compliqués, on limite cette « rigidification » des courbes de réaction à un seuil minimal de 0,5 du coefficient de déplacement :

$$Coef (u_{j_j})_1 \geq 0.5 \quad (V-44)$$

La figure 5.5 montre le principe de l'application du coefficient rigidificateur sur les courbes de mobilisation.

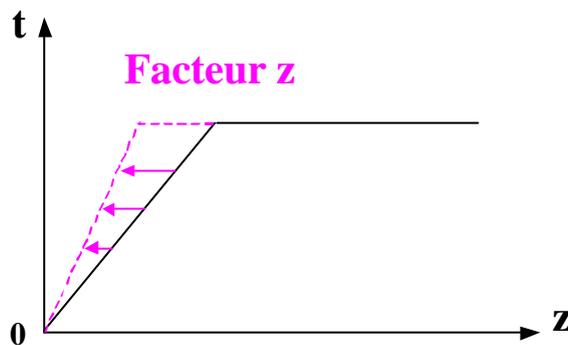


Figure 5.5 – Application du coefficient « rigidificateur » sur les courbes de réaction selon le modèle d'O'Neill et al. (1977).

5.3.3.2 Facteur de contrainte

Dans le cas des groupes de pieux ou de micropieux chargés horizontalement en tête, l'effet d'ombre sur les pieux "arrières" implique une réduction de la pression de ces pieux. Cette réduction n'est toutefois pas prise en compte par les facteurs de déplacement. Ces derniers s'appliquent uniquement sur la pente de la courbe de réaction sans toucher à la réaction limite au palier de la courbe. Afin de tenir compte de cette réduction, des facteurs de contrainte sont appliqués sur les paliers des courbes de réaction transversale p-y (et p-x).

Le calcul des coefficients correcteurs des courbes de réaction est analogue à celui du facteur de déplacement. Le coefficient correcteur de la contrainte est donné par l'équation suivante :

$$Coef (s_{j_j})_1 = \frac{(s_{j_j})_0 - (ds_{j_j})_1}{(s_{j_j})_0} \leq 1 \quad (V-45)$$

avec $(\sigma_j)_0$ la contrainte initiale du tronçon j du pieu J;
 $(\delta \sigma_j)_1$ la contrainte induite.

La figure 5.6 montre un exemple d'application du facteur de contrainte sur une courbe de réaction transversale. Ces facteurs sont uniquement appliqués sur les paliers des courbes de réaction transversale (Perlo et al., 1998).

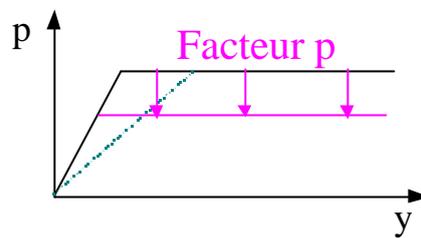


Figure 5.6 – Application du coefficient de contrainte sur les courbes de réaction.

Si la contrainte initiale et la contrainte induite sont de signes opposés, le coefficient sera pris comme étant égal à 1. Le coefficient aura cette même valeur quand la contrainte induite est supérieure à la contrainte initiale. Ce dernier cas est généralement observé pour les faibles contraintes en profondeur.

Dans le cas d'un groupe de pieux (verticaux), chargé axialement, les facteurs 'p' qui résultent de l'interaction entre les pieux sont négligeables.

Les facteurs de contraintes ne sont donc appliqués que pour des groupes de micropieux verticaux chargés horizontalement ou pour des réseaux de micropieux inclinés sous chargement quelconque.

La figure 5.7 montre un exemple d'application simultanée du facteur de déplacement « y » et du facteur de contrainte « p ».

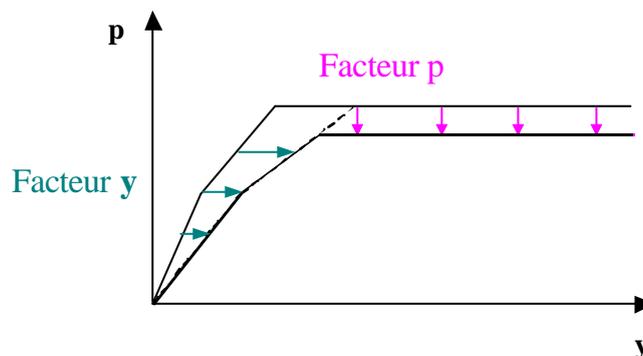


Figure 5.7 – Application simultanée des facteurs de déplacement « y » et de contrainte « p » sur la courbe de réaction.

Le tableau 5.1 résume les conditions d'applications des coefficients correcteurs des courbes de réaction, ainsi que les équations ou les valeurs correspondantes telles qu'elles sont adoptées dans GOUPEG (Estéphan et Frank, 2001).

Tableau 5.1 – Valeurs ou équations des coefficients modificateurs des courbes de réaction, selon le type de chargement.

Type de chargement	Facteur de déplacement						Facteur de contrainte		
	Courbe 'p-y' ou 'p-x'			Courbe 't-z'			Courbe 'p-y' ou 'p-x'		
	u_0 et δu de même signe	u_0 et δu de signes opposés	$u_0 = 0$	w_0 et δw de même signe	w_0 et δw de signes opposés	$w_0 = 0$	σ_0 et $\delta\sigma$ de même signe		σ_0 et $\delta\sigma$ de signes opposés
						$\sigma_0 < \delta\sigma$	$\sigma_0 > \delta\sigma$		
Vertical	V-42	V-43	1	V-42	1	1	1	1* V-44**	1
Horizontal	V-42	V-43	1	V-42	V-43	1	1	V-44	1

* pour le cas des micropieux verticaux ** pour le cas des micropieux inclinés.

5.3.4 Prise en compte de l'inclinaison des micropieux

Les équations de Mindlin (V-22 à V-39) sont valables pour une force ponctuelle perpendiculaire ou parallèle à la facette horizontale du massif (semi-infini) modélisant le sol.

Dans le cas du calcul de l'interaction entre les pieux verticaux d'un groupe, on assimile le frottement axial à une force ponctuelle verticale (selon l'axe du pieu) perpendiculaire à la surface du sol. La réaction transversale est, quant à elle, assimilée à une force ponctuelle horizontale parallèle à la surface du sol.

Dans le cas des micropieux inclinés l'assimilation du frottement axial et de la réaction transversale à des forces ponctuelles ne résulte pas en des forces perpendiculaires ou parallèles à la facette du massif semi-infini. Une projection de ces forces, dans un autre repère ($O''X_M Y_M Z_M$) est effectuée, permettant ainsi d'obtenir des forces verticales et horizontales.

Le processus de calcul de GOUPEG fait intervenir 3 repères différents: le repère global ($O X_G Y_G Z_G$), le repère local ($O' X_L Y_L Z_L$) et le repère de Mindlin. Ces trois repères sont présentés sur la figure suivante.

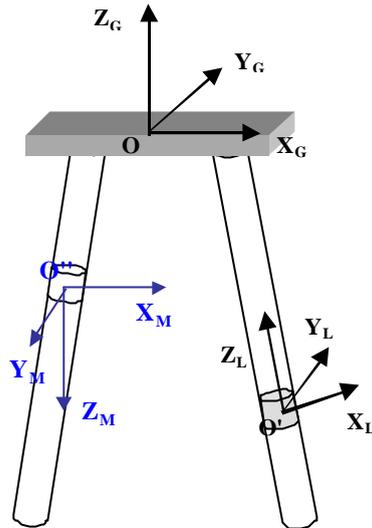


Figure 5.8 – Les 3 repères du programme GOUPEG

Le repère global (Ox_G, Oy_G, Oz_G) est relatif à tout le groupe. Le centre de ce repère correspond au centre du chevrete. Ses trois axes forment un repère orthonormé direct : l'axe Oz_G étant vertical et orienté vers le haut, les axes Ox_G et Oy_G sont dans un plan horizontal parallèle à la surface du sol. La résolution du vecteur d'état global au centre du chevrete est exprimée dans ce repère.

Le repère local ($O'x_L, O'y_L, O'z_L$) est relatif à chaque tronçon. Il est orthonormé direct, ayant son centre situé au milieu du tronçon. L'axe $O'z_L$ est orienté, selon l'axe du pieu, de la pointe vers la tête. Les différents calculs des matrices de transfert et de rigidité (calculs GOUPIIL) sont effectués dans ces repères. Les courbes de réactions du sol sont également exprimées en fonction des déplacements mesurés dans le repère local du pieu correspondant.

Le repère de Mindlin ($O''x_M, O''y_M, O''z_M$) est relatif aux forces ponctuelles localisées au milieu des tronçons. Ce repère orthonormé direct est centré au point d'application de la force ponctuelle, et a son axe $O''z_M$ orienté vers le bas selon la direction verticale. Les équations de Mindlin sont résolues dans ce repère.

5.3.5 Méthode de résolution

On détermine, suite à un calcul GOUPIIL, le vecteur d'état de chaque tronçon ainsi que les réactions du sol sur ce tronçon, exprimés dans le repère local.

Un calcul GOUPEG comprend 5 étapes qui sont effectuées pour tous les tronçons des pieux du groupe:

- les réactions transversales du sol contre le tronçon i d'un pieu I sont assimilées à des forces ponctuelles P_{XL} et P_{YL} perpendiculaires à l'axe du pieu (selon les axes $O'x_{Li}$ et $O'y_{Li}$). Le frottement axial sur les parois cylindriques du tronçon sont assimilés à une force ponctuelle P_{ZL} le long de l'axe $O'z_{Li}$;
- les forces ponctuelles P_{XL} , P_{YL} et P_{ZL} sont projetées dans le repère de Mindlin relatif au tronçon i du pieu I . On obtient alors les 3 forces P_{XM} , P_{YM} et P_{ZM} ;

- les déplacements induits par ces forces sur un tronçon j d'un pieu J sont déterminés dans le repère de Mindlin relatif à ce tronçon;
- ces déplacements sont projetées dans le repère local du tronçon j du pieu J ;
- les courbes de réactions de ce tronçon sont modifiées par les coefficients correcteurs.

De nouvelles courbes de réaction sont ainsi déterminées, et on obtient, par la suite, de nouvelles matrices de rigidité exprimées dans les repères locaux de chaque tronçon.

Une fois les matrices de transfert et de rigidité déterminées pour chaque tronçon, la matrice de rigidité globale de tout le système est rapportée au centre du chevêtre et est résolue par un calcul GOUPII qui va donner de nouveaux vecteurs d'état et de nouvelles réactions sur chaque tronçon. Le procédé de calcul GOUPEG est relancé jusqu'à la convergence des calculs.

5.3.6 Critère de convergence

Le test de convergence de GOUPEG (Maleki, 1995) est effectué, pour chaque pieu et dans les trois directions x, y et z, sur le déplacement total obtenu au niveau de la tête du pieu. On vérifie que l'écart entre le déplacement de la tête d'un pieu I, obtenu à une itération n et l'itération précédente n-1, est inférieur à une tolérance ϵ donnée par l'utilisateur:

$$\left| (d_{11})_n - (d_{11})_{n-1} \right| \leq \epsilon \quad (\text{V-46})$$

5.3.7 Tests numériques

Le choix du nombre de tronçons est primordial pour le calcul des coefficients d'interactions. Des tests numériques ont été effectués avec le logiciel GOUPEG afin d'évaluer l'influence de ce nombre sur le coefficient d'interaction déterminé à partir des équations de Mindlin.

Les deux séries de tests opérés concernent un groupe de deux micropieux verticaux, reliés en tête par un chevêtre rigide. Les micropieux ont un même diamètre B égal à 20cm. Plusieurs valeurs de longueurs des pieux ont été choisies (D = 10 B, 25 B, 50 B et 100 B) permettant ainsi d'étudier l'influence du nombre de tronçons pour différentes valeurs de l'élanement des micropieux. L'influence de l'entraxe des micropieux est également étudiée. Les valeurs adoptées de cet espacement sont S/B = 2, 4, 6, 8 et 10.

La première série de calculs concerne le cas d'un chargement vertical du groupe de 2 micropieux. La seconde série, quant à elle, traite le cas d'un chargement horizontal de ce même groupe.

Les caractéristiques mécaniques du sol et des micropieux considérées sont les suivantes:

$$E_p = 2,7 \cdot 10^4 \text{ MPa} / E_s = 13,75 \text{ MPa} / k = E_p / E_s \approx 2000 / \nu_s = 0,5$$

Les courbes de réaction transversales sont choisies selon les recommandations du Fascicule 62, titre V (1993). Les courbes de frottement axial 't-z' sont choisies selon le modèle proposé par Frank et Zhao (1982).

5.3.7.1 Cas du chargement vertical

Les courbes des figures 5.9 à 5.12 montrent les valeurs des facteurs déplacement (vertical), obtenus en tête du micropieu, en fonction du nombre de tronçons et de la valeur de l'entr'axe des micropieux, respectivement pour l'élanement D/B de 10, 25, 50 et 100. On remarque sur ces figures que la stabilisation de la valeur de ces coefficients $\text{Coef}(u_j)_1$ a lieu à partir d'un certain nombre de tronçons. Ce 'seuil' de stabilisation diffère selon l'entr'axe et l'élanement des micropieux.

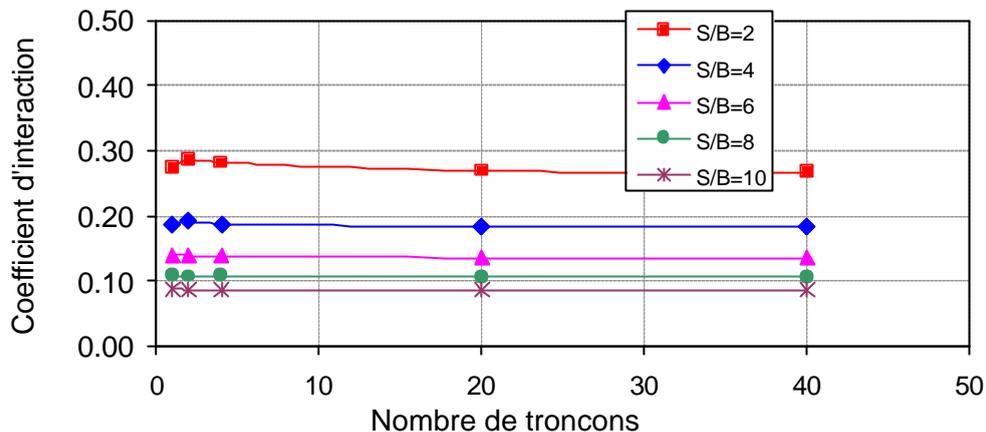


Figure 5.9 – Valeurs du coefficient d'interaction en fonction du nombre de tronçons et de l'entr'axe des micropieux ($D/B = 10$).

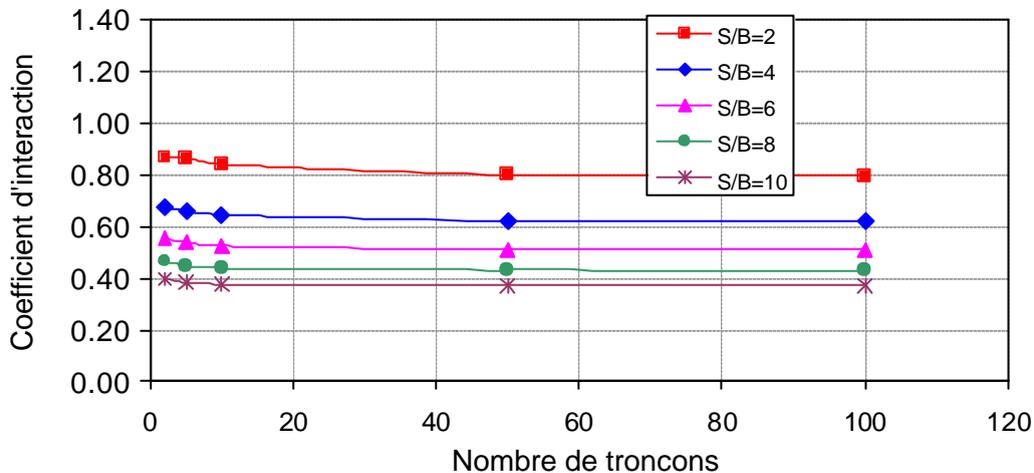


Figure 5.10 – Valeurs du coefficient d'interaction en fonction du nombre de tronçons et de l'entr'axe des micropieux ($D/B = 25$).

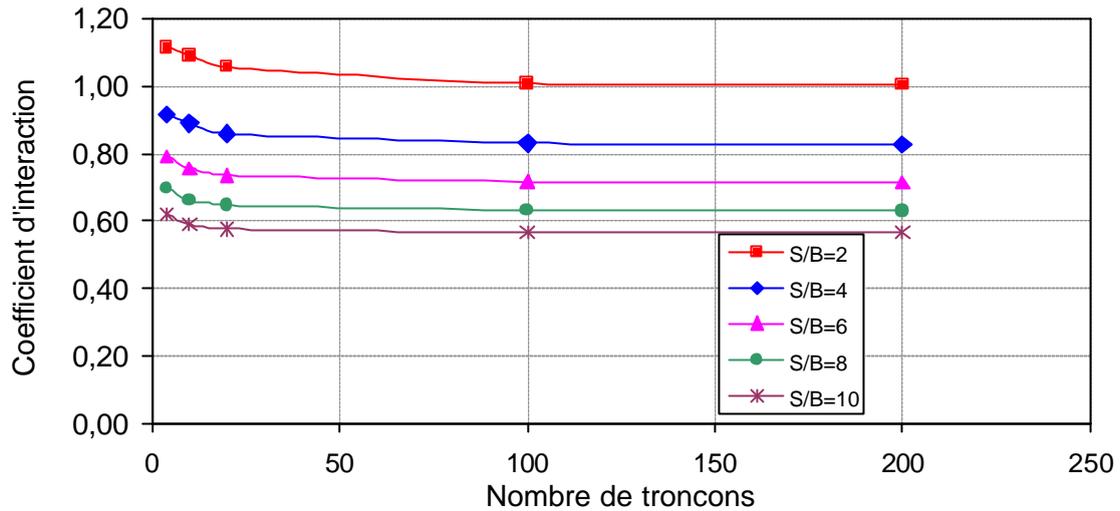


Figure 5.11 – Valeurs du coefficient d'interaction en fonction du nombre de tronçons et de l'entr'axe des micropieux ($D/B = 50$).

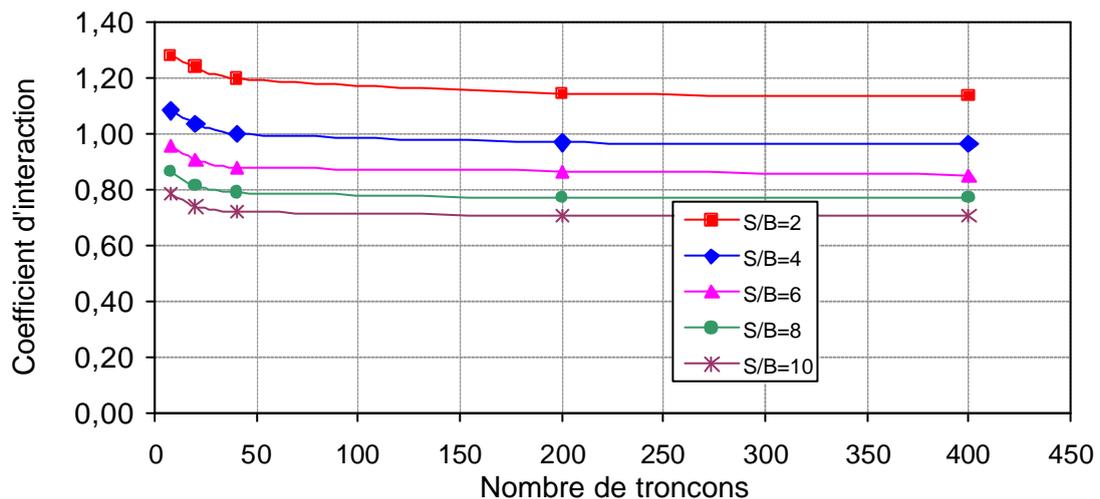


Figure 5.12 – Valeurs du coefficient d'interaction en fonction du nombre de tronçons et de l'entr'axe des micropieux ($D/B = 100$).

Ces figures montrent des courbes similaires: les coefficients d'interaction ont des valeurs relativement élevées pour un faible nombre de tronçons et qui diminuent puis tendent à se stabiliser au fur et à mesure que le nombre de tronçons augmente.

Quant à l'effet de l'espacement entre les micropieux, on note une diminution, logique, du coefficient d'interaction pour une augmentation de l'espacement entre les micropieux.

Enfin, on note que l'augmentation de l'élanement des micropieux résulte en une augmentation de la valeur du coefficient d'interaction pour un espacement donné.

5.3.7.2 Cas du chargement horizontal

La deuxième série de tests a permis de déterminer le coefficient de déplacement (latéral), obtenu en tête de micropieu, en fonction de l'entr'axe et de l'élanement des micropieux.

Les figures 5.13 à 5.16 montrent ces coefficients d'interaction $\text{Coef}(u_j)_2$ en fonction de l'espacement ($S/B = 2, 4, 6, 8$ et 10) et de l'élanement ($D/B = 10, 25, 50$ et 100).

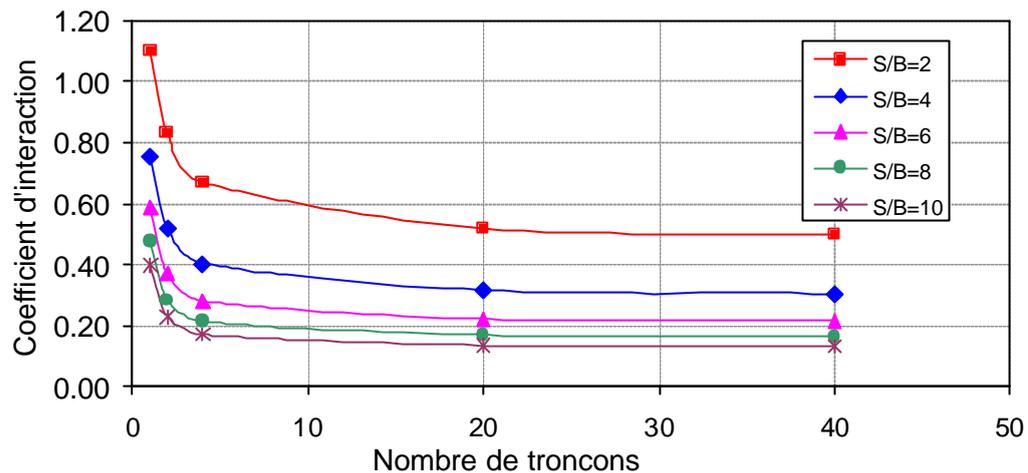


Figure 5.13 – Valeurs du coefficient d'interaction en fonction du nombre de tronçons et de l'entr'axe des micropieux ($D/B = 10$).

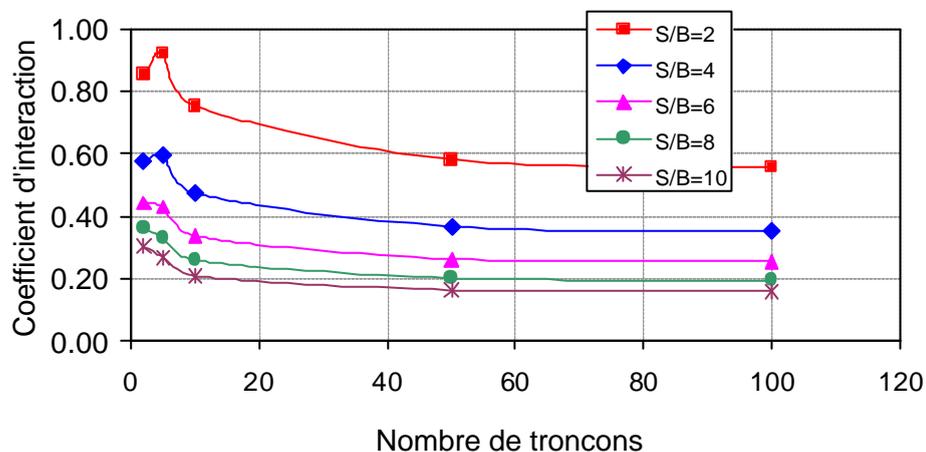


Figure 5.14 – Valeurs du coefficient d'interaction en fonction du nombre de tronçons et de l'entr'axe des micropieux ($D/B = 25$).

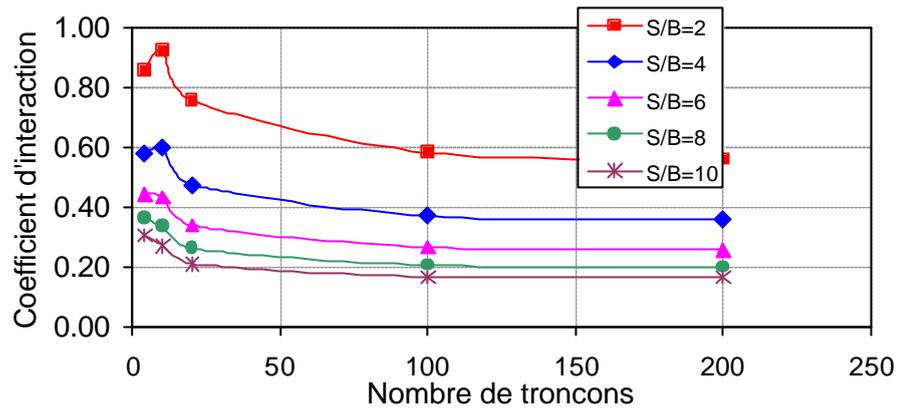


Figure 5.15 – Valeurs du coefficient d'interaction en fonction du nombre de tronçons et de l'entr'axe des micropieux ($D/B = 50$).

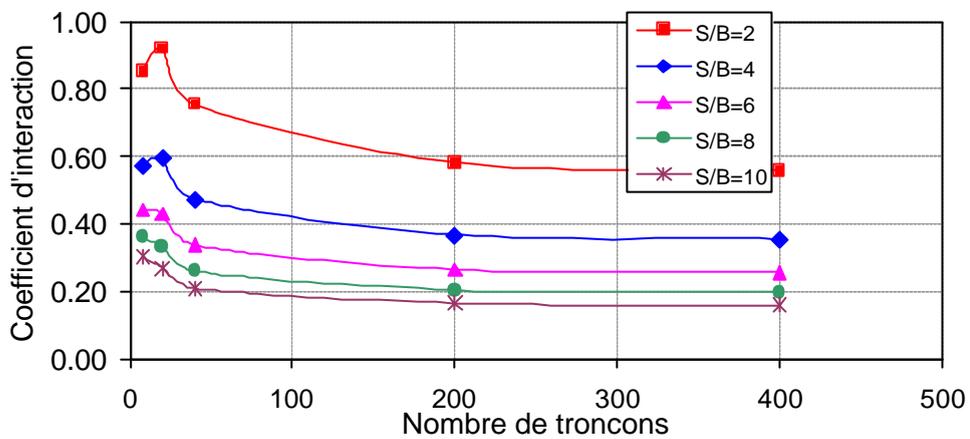


Figure 5.16 – Valeurs du coefficient d'interaction en fonction du nombre de tronçons et de l'entr'axe des micropieux ($D/B = 100$).

L'influence de l'espacement et de l'élanement sur le coefficient d'interaction (latéral) est similaire à celle obtenue pour le coefficient d'interaction (vertical), à savoir une augmentation de ce coefficient pour des grands élanements et de faibles entr'axes.

Le tableau 5.2 donne le nombre minimal requis de tronçons pour avoir la stabilisation des coefficients d'interaction (vertical ou horizontal). Ce seuil de stabilisation est déterminé graphiquement.

Tableau 5.2 – Valeurs du seuil de stabilisation des coefficients d'interaction en fonction de l'élanement et de l'espacement.

Chargement vertical			Chargement horizontal		
D/B	S/B	N	D/B	S/B	N
10	2	10	10	2	20
	4	8		4	18
	6	7		6	16
	8	6		8	14
	10	4		10	12
25	2	40	25	2	50
	4	30		4	45
	6	20		6	40
	8	15		8	40
	10	10		10	35
50	2	90	50	2	100
	4	75		4	90
	6	50		6	80
	8	40		8	75
	10	30		10	70
100	2	150	100	2	200
	4	120		4	180
	6	90		6	160
	8	70		8	150
	10	60		10	140

D'une façon générale, on déduit du tableau 5.2 que le seuil de stabilisation peut-être majoré par la valeur de $N = 2 \times D/B$.

5.4 Application sur le cas des essais de Saint Rémy-lès-Chevreuse

La figure 4.1 montre la disposition des 3 doubles chevalets de Saint Rémy-lès-Chevreuse. Le premier réseau élémentaire est constitué de micropieux divergents (sans croisement entre eux). Le deuxième et le troisième réseaux comportent des micropieux convergeants, qui s'entrecroisent entre eux respectivement au tiers et au milieu de leur longueur. Les micropieux ont tous une longueur $D = 5m$.

Il n'existe aucune méthode de détermination des courbes de réaction du sol propre au calcul des micropieux inclinés. On adopte donc dans cette étude les courbes de réactions recommandées pour des micropieux verticaux.

5.4.1 Choix des courbes de réaction et des paramètres de calcul

5.4.1.1 Courbe de réaction transversale

La courbe de réaction transversale est donnée par le Fascicule 62 - Titre V (Annexe C5), sous la forme d'une fonction linéaire par morceaux ayant comme paramètres la pression de fluage p_f comme contrainte limite admise pour des sollicitations de courte durée en tête dominantes et le module de réaction égal à $2 \times E_s$.

La pression de fluage p_f est donnée directement par les résultats des essais pressiométriques réalisés sur le site. Le module E_s est calculé à partir du module pressiométrique E_M selon la relation :

$$E_s = E_M \frac{18}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} \quad (\text{pour } B \leq 0,6 \text{ m}) \quad (\text{V-47})$$

avec E_M le module pressiométrique Ménard
 α le coefficient rhéologique du sol
 B le diamètre du micropieu

Les essais pressiométriques réalisés sur le site du CEBTP fournissent : $p_f = 0,25$ MPa et $E_M = 5$ MPa (valeurs moyennes des mesures). On en déduit $E_s = 13,75$ MPa (avec $\alpha = 1/3$ pour le sable).

Pour les couches superficielles ($z \leq z_c$), le module de réaction du sol et la valeur du palier de la courbe de réaction sont minorés. La profondeur z_c est définie par le Fascicule 62 comme étant égale à $4 B$ (ici 40 cm) pour les sols frottants. Ainsi pour $z < z_c$ le palier de la courbe de réaction et le module de réaction sont réduits en les multipliant par le rapport $0,5 (1 + z/z_c)$.

5.4.1.2 Courbes de frottement axial et de mobilisation des efforts en pointe

La loi de mobilisation du frottement latéral du sol utilisée dans nos calculs est déterminée à partir du module pressiométrique E_M , et de la contrainte de frottement latéral limite q_s . Cette relation entre la contrainte de frottement latéral et le tassement s est donnée par une fonction trilinéaire (Frank et Zhao, 1982) telle présentée à la figure 5.17, avec $K_t = 2.5 E_M/B$ pour les pieux forés dans les sols frottants.

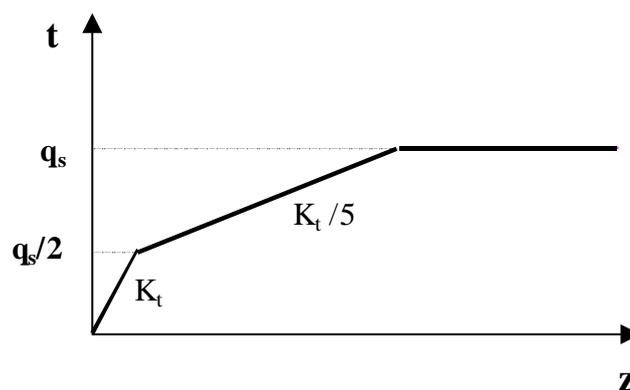


Figure 5.17 – Loi de mobilisation du frottement latéral du sol

La valeur retenue pour q_s est de 20 kPa (courbe Q_1), pour une pression limite $p_f = 0,4$ MPa, comme le donne le Fascicule 62 pour les pieux forés dans des sables lâches (sables A : $p_f < 0,5$ MPa).

La loi de mobilisation des efforts verticaux en pointe du pieu (figure 5.18), est déterminée à partir du module pressiométrique E_M , et de la résistance limite en pointe q_p .

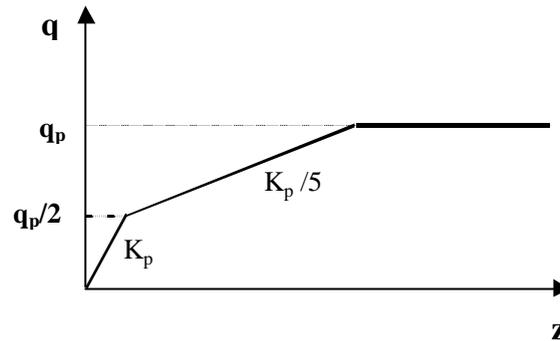


Figure 5.18 – Loi de mobilisation de la réaction en pointe

Selon le Fascicule 62 la réaction limite en pointe q_p est de 3.1kPa, pour une pression limite $p_l = 0.4\text{MPa}$. Le paramètre K_p est donné par $11 E_M/B$ pour des pieux forés (selon Frank et Zhao, 1982).

5.4.1.3 Coefficient de Poisson ν et module de cisaillement G

La prise en compte des interactions entre les micropieux, par application des équations de Mindlin et des coefficients modificateurs des courbes de réaction, fait intervenir le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν .

Le coefficient de Poisson ν est pris égal à 0,3 pour le sable moyennement dense du site de Saint Rémy-lès-Chevreuse. Le module G est déterminé à partir du module d'Young, selon l'équation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{V-48})$$

avec E , le module d'Young du sol;
 ν , le coefficient de Poisson.

Pour évaluer la valeur du module d'Young du sol E , le Centre d'Etudes Pressiométrique Ménard donne des coefficients $\alpha < 1$ par lesquels il faut diviser le module pressiométrique E_M . Ainsi pour un sable normalement consolidé, $\alpha = 1/3$ d'où $G = 5,77 \text{ MPa}$ (pour $E_M = 5\text{MPa}$).

5.4.1.4 Caractéristiques des micropieux

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des micropieux sont données par les paramètres suivants : le diamètre B , l'aire de la section droite S , le moment d'inertie I et le module de déformation E du matériau constitutif.

Le diamètre de 10cm adopté lors de l'exécution des micropieux fut assez bien retrouvé lors de l'excavation du massif de sable (Gangneux P. et Plumelle C., 1999). L'aire de la section droite et le moment d'inertie du micropieu sont déduits du diamètre de 10 cm (adopté dans nos calculs).

Comme le micropieu est formé de deux matériaux différents (acier et coulis de ciment) on détermine le module de déformation équivalent correspondant à une section homogénéisée.

La détermination du module de déformation de la section homogénéisée dépend du mode de comportement du micropieu : en compression/traction pour un chargement axial ou en flexion pour un chargement transversal. Ainsi,

pour un chargement axial

$$E_{eq-ax} = \frac{E_{acier} \times S_{acier} + E_{coulis} \times S_{coulis}}{S_{totale}} \quad (V-49)$$

et pour un chargement transversal

$$E_{eq-fl} = \frac{E_{acier} \times I_{acier} + E_{coulis} \times I_{coulis}}{I_{totale}} \quad (V-50)$$

avec $E_{acier}=2.10^5$ MPa et $E_{coulis}=10^4$ MPa (Gangneux P. et Plumelle C., 1997) on trouve pour le chargement axial $E_{eq-ax}=2.709.10^4$ MPa, et pour le chargement transversal $E_{eq-fl}=1.701.10^4$ MPa.

Pour les micropieux inclinés, un chargement vertical ou horizontal en tête du réseau induit à la fois des efforts axiaux et de flexion dans les micropieux. Dans le calcul GOUPEG, une option est ainsi ajoutée au programme afin qu'il utilise deux modules de déformation différents, l'un pour les équations mécaniques de compression/traction et l'autre pour les équations mécaniques de flexion.

Quoique la différence entre les deux modules équivalents soit importante (de l'ordre de 37%), leur influence sur la courbe charge-déplacement, calculée au centre du chevêtre, est négligeable (de l'ordre de 1% de différence entre un calcul fait avec le module $E_{eq}=2.709.10^4$ MPa et un calcul avec le module $E_{eq}=1.701.10^4$ MPa).

L'excavation du massif du sable à la fin des essais a montré l'existence de *zones de coulis fissurées* dans la partie supérieure des micropieux inclinés (Gangneux P. et Plumelle C. 1997). La longueur de la zone fissurée était de 1,63 m. Le coulis de ciment n'est donc pas pris en compte dans nos calculs, seules les caractéristiques mécaniques de l'acier furent adoptées dans les zones fissurées.

Le tableau suivant indique le produit du module de déformation E par la section S ou par le moment d'inertie I déterminés selon : le type de chargement (vertical ou horizontal), et l'état du coulis (fissuré ou non fissuré).

Tableau 5.3 – Choix du module de déformation du micropieu

		Chargement vertical		Chargement horizontal	
		Section fissurée	Section intacte	Section fissurée	Section intacte
Micropieu incliné	E × S (MN)	$E_{acier} \times S_{acier} =$ 141.2 et	$E_{eq-ax} \times S_{totale} =$ 212,6 et	$E_{acier} \times S_{acier} =$ 141.2 et	$E_{eq-ax} \times S_{totale} =$ 212,6 et
	E × I (kPa)	$E_{acier} \times I_{acier} =$ 36.22	$E_{eq-fl} \times I_{totale} =$ 83.48	$E_{acier} \times I_{acier} =$ 36.22	$E_{eq-fl} \times I_{totale} =$ 83.48

5.4.2 Résultats des calculs par GOUPEG

On présente les résultats des calculs du réseau de 4 micropieux, sans croisement entre eux (For 1), fournis par GOUPEG, et on compare la courbe de chargement mesurée aux résultats des calculs obtenus par GOUPEG.

Quant aux deux autres réseaux élémentaires (For 2 et For 3), testés également sur le site de Saint Rémy-lès-Chevreuse, aucun calcul par GOUPEG n'a pu être effectué à cause de la non symétrie de la disposition des micropieux par rapport au centre de la semelle de liaison (voir figure 4.1). Cette disposition asymétrique, par rapport à la charge appliquée, cause des problèmes de convergence de GOUPEG.

On compare également les courbes de chargement vertical et horizontal, obtenues par GOUPEG, pour le réseau en double chevalet et un groupe équivalent « fictif » de 4 micropieux verticaux.

5.4.2.1 Comparaison des calculs et des mesures

Sous charge verticale, la courbe de chargement mesurée en tête du réseau élémentaire est comparée aux résultats de calculs par GOUPEG pour deux valeurs du frottement latéral limite q_s (figure 5.19). Ainsi pour q_s égale à 20 kPa (selon les recommandations du Fascicule 62 Titre-V, 1993) la courbe de chargement calculée surestime le tassement en tête. La courbe de chargement calculée, avec q_s égal à la moyenne mesurée lors des essais (40 kPa), est proche des mesures, indiquant notamment une bonne raideur initiale du réseau de micropieux.

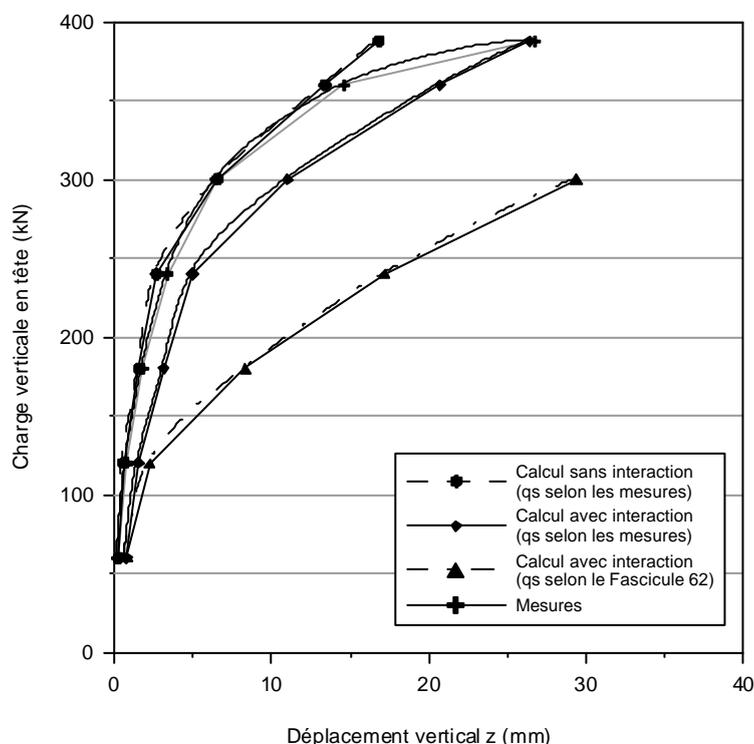


Figure 5.19 - Comparaison des mesures et des calculs des courbes de chargement vertical du réseau en double chevalet.

La comparaison des mesures aux calculs du réseau en forme de double chevalet soumis à un chargement horizontal en tête est présentée sur la figure 5.20 (courbes de charge-déplacement du centre du chevêtre). On note que le calcul par GOUPEG reproduit la courbe de chargement pour des petites valeurs de l'effort appliqué en tête. Pour des efforts supérieurs à 30 kN les calculs montrent un comportement plus raide que celui donné par les mesures.

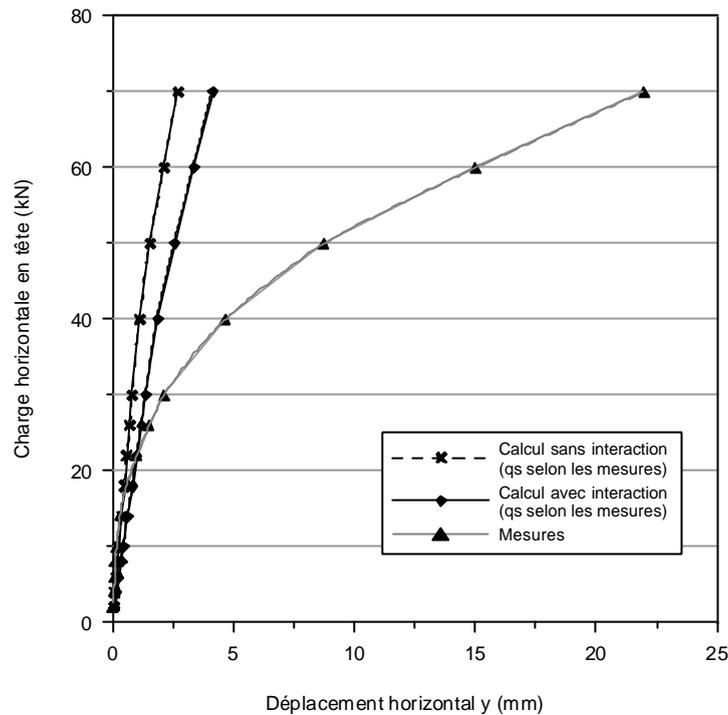


Figure 5.20 - Comparaison des mesures et des calculs des courbes de chargement horizontal en tête du réseau en double chevalet.

5.4.2.1.1 Fissuration du coulis

La figure 5.21 présente la courbe du moment fléchissant, obtenue par GOUPEG, en fonction de la profondeur, pour un micropieu du réseau en double chevalet et pour différentes valeurs de la charge horizontale en tête.

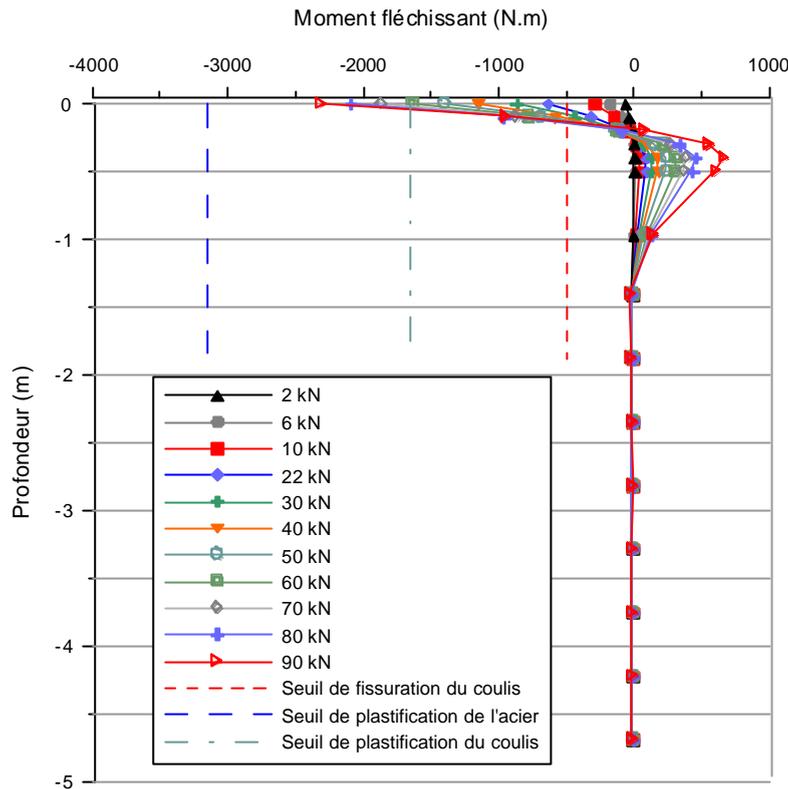


Figure 5.21 - Courbes du moment fléchissant en fonction de la profondeur, d'un micropieu du réseau en double chevalet pour différentes valeurs de chargement.

En déterminant les seuils de fissuration du coulis, de la plastification du coulis et de l'acier en fonction du moment fléchissant développé dans les micropieux, on peut prévoir à l'aide d'un calcul GOUPEG les zones ou tronçons de micropieux qui subiront éventuellement une fissuration du coulis, une plastification du coulis ou une plastification de l'acier.

Les seuils indiqués à la figure 5.21 sont déterminés à partir des caractéristiques de l'acier et du coulis :

- acier : contrainte limite élastique $\sigma_e = 435 \text{ MPa}$.
- coulis : contrainte limite de traction : $\sigma_t = 5 \text{ MPa}$
 contrainte limite de compression : $\sigma_c = 170 \text{ MPa}$

Dans le cas du réseau en double chevalet de Saint Rémy-lès-Chevreuse, le seuil de fissuration du coulis fut atteint pour une charge horizontale en tête proche de 20kN. L'acier ne s'est pas plastifié au cours de cet essai. L'écart de la longueur de la zone de fissuration du coulis prévue par GOUPEG (0,65 m) et celle retrouvée sur le site de Saint Rémy-lès-Chevreuse (1,63 m) résulte essentiellement de l'excentricité des armatures par rapport à l'axe du forage incliné des micropieux ; ainsi que de la différence probable entre les caractéristiques mécaniques réelles des matériaux et celles adoptées dans notre approche théorique.

5.4.2.1.2 Reprise partielle de la charge horizontale par frottement axial

La figure 5.22 présente la courbe de la contrainte de frottement axial le long d'un micropieu du réseau élémentaire (en double chevalet) pour différentes valeurs de la charge horizontale en tête.

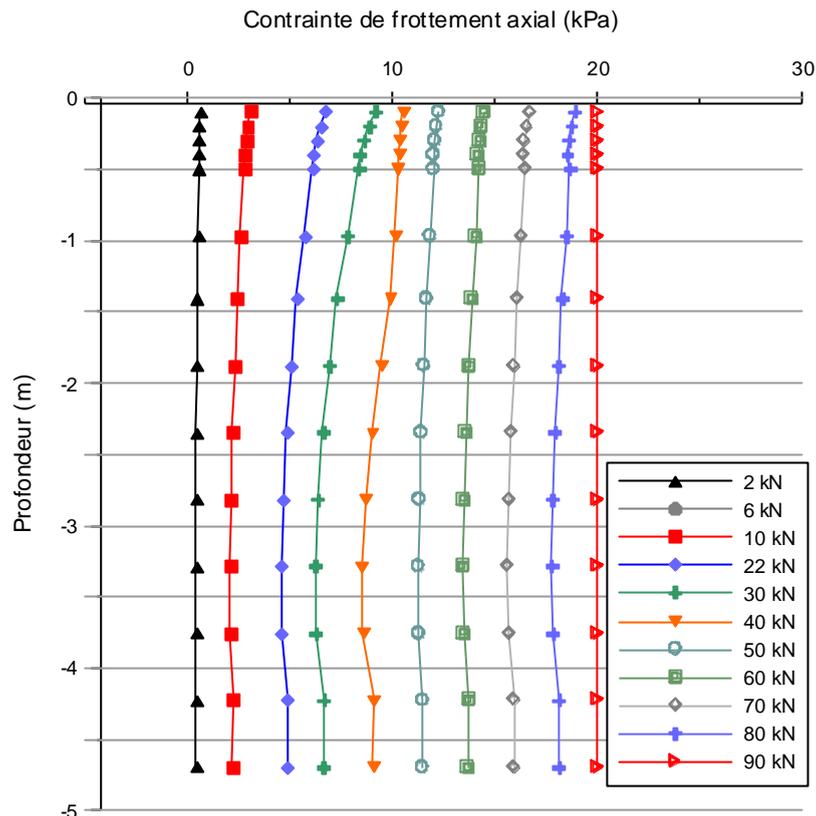


Figure 5.22 - Courbes de la contrainte de frottement axial le long d'un micropieu du réseau élémentaire pour différentes valeurs de la charge horizontale en tête.

On remarque que pour des faibles charges horizontales en tête la contrainte de frottement est assez faible, mais elle croit rapidement avec le chargement. Pour une charge de 90 kN, la contrainte de frottement axiale est maximale le long de tout le micropieu (20kPa).

5.4.2.1.3 Comportement différent des micropieux avant et des micropieux arrière

Les résultats du calcul par GOUPEG du réseau élémentaire en double chevalet montrent un comportement différent des micropieux avant et arrière. Les micropieux avant subissent des efforts de compression et les micropieux arrière sont sollicités en traction. La comparaison du moment en tête de ces micropieux révèle une légère différence relative (5%) : les micropieux arrière sont plus sollicités que les micropieux avant.

5.4.2.2 Comparaison avec un groupe équivalent de 4 micropieux verticaux sous chargement vertical.

La figure 5.23 compare les courbes de chargement vertical, obtenues par GOUPEG, pour le réseau et le groupe équivalent de 4 micropieux verticaux ($s/B=4$). Les courbes donnent un résultat intéressant concernant l'effet d'inclinaison des micropieux: alors que cette inclinaison ne joue pas dans la partie initiale de la courbe de chargement, la rupture est obtenue pour 240 kN dans le cas de groupe de micropieux verticaux, et dépasse 400kN dans le cas des 4 micropieux inclinés. Cette différence de comportement pourrait être justifiée par une mobilisation de la butée du sol perpendiculaire à l'axe des micropieux.

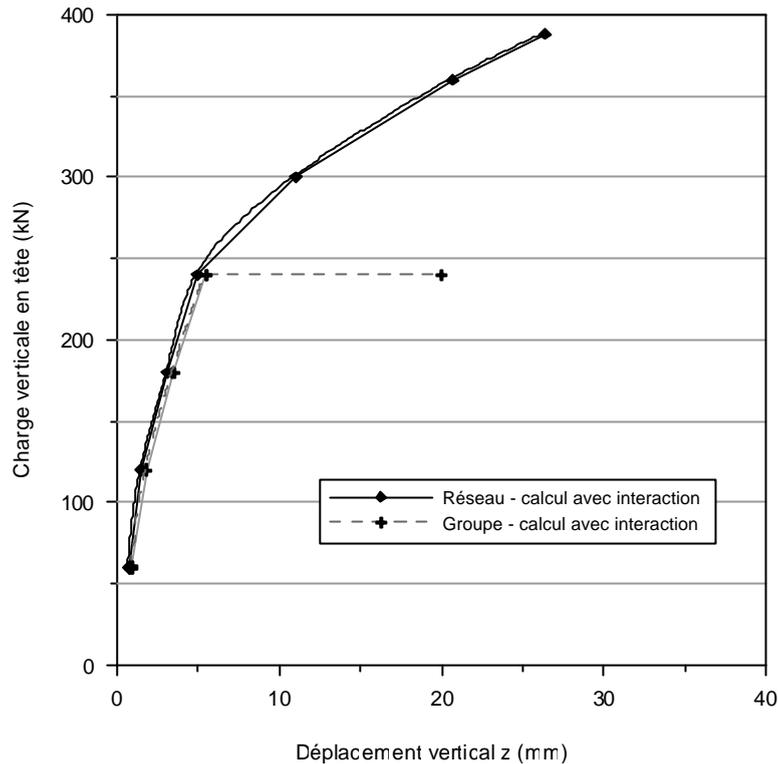


Figure 5.23 - Comparaison des résultats des courbes de chargement vertical du réseau en double chevalet et du groupe équivalent de 4 micropieux verticaux.

Les résultats des calculs confirment la répartition égale de la charge verticale sur les 4 micropieux disposés symétriquement par rapport à cette charge.

Les calculs par GOUPEG montrent que malgré la symétrie des micropieux du réseau par rapport à la charge verticale, l'effort n'est pas repris par frottement axial uniquement. Les micropieux ont subi également une flexion qui a mobilisé une réaction de butée du sol. La flexion des micropieux inclinés chargés verticalement fut également signalée par plusieurs auteurs dont Kulhawy et Mason (1995) ainsi que Zhang et al (1998). Ces derniers auteurs ont réalisé des essais de chargement vertical de réseaux de micropieux (3×3 et 4×4) en centrifugeuse ainsi qu'une étude numérique par éléments finis. L'étude numérique conclut que la capacité portante d'un réseau de micropieux (sous charge verticale) est légèrement plus importante que celle d'un groupe équivalent pour un tassement inférieur à 10 mm. Au delà de cette valeur, la capacité portante du réseau devient sensiblement plus grande que celle du groupe. Ces résultats furent retrouvés pour deux valeurs de l'indice de densité du sable utilisé en centrifugeuse: 36 et 55%.

5.4.2.1 Comparaison avec un groupe équivalent de 4 micropieux verticaux sous chargement horizontal.

La figure 5.24 compare les courbes de chargement horizontal, obtenues par GOUPEG, pour le réseau en double chevalet et le groupe équivalent de 4 micropieux verticaux. Les efforts horizontaux sont repris en partie par les frottement latéraux le long des micropieux inclinés, ce qui procure au réseau une meilleure résistance aux chargements horizontaux que les groupes. Ce comportement est conforme à celui observé sur le site de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

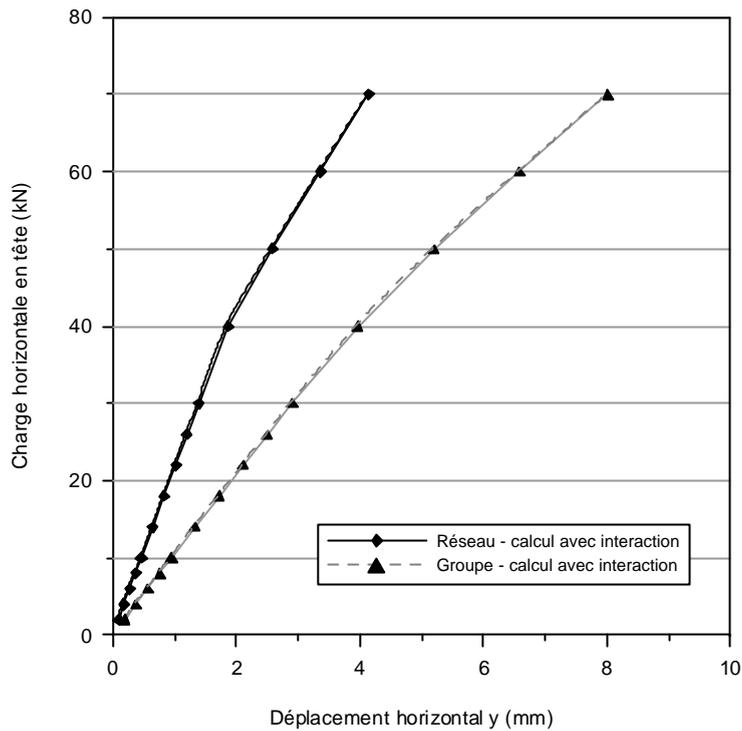


Figure 5.24 - Comparaison des résultats des courbes de chargement horizontal du réseau en double chevalet et du groupe équivalent de 4 micropieux verticaux.

5.4.3 Utilisation des paramètres obtenus en "calcul à rebours" ou "back analysis"

Une deuxième application du programme GOUPEG, sur le cas du réseau en double chevalet (sans entrecroisement des micropieux), est réalisée en utilisant les paramètres obtenus en calcul à rebours.

La détermination des paramètres des courbes de réactions du sol est faite à partir du calage des résultats de GOUPEG sur les mesures des courbes de chargement vertical ou horizontal des micropieux isolés de type II (Plumelle et Raynaud, 1996).

Les courbes de réaction du sol, retenues à partir de cette approche, sont les suivantes:

Courbe de réaction transversale:

La figure 5.25 montre la courbe de réaction transversale obtenue par étude par "calcul à rebours". Cette courbe trilineaire est obtenue par Plumelle et Raynaud (1996) dans leur interprétation des essais de chargement horizontal en tête des micropieux isolés de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

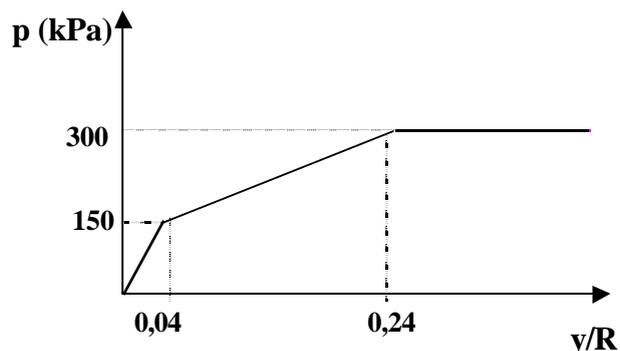


Figure 5.25 – Courbe de réaction transversale obtenue par une approche par "chemin inverse".

Courbe de mobilisation de l'effort de frottement axial et de l'effort en pointe :

La figure 5.26 montre la courbe de mobilisation du frottement axiale déduite à partir de l'approche par "calculs à rebours". Cette courbe de forme linéaire est analogue à celle proposée par Frank et Zhao (1982). En revanche les valeurs adoptées du palier q_f et de la pente K_f de la courbe sont celles mesurées lors des essais de chargement vertical des micropieux isolés de type II (Plumelle et Raynaud, 1996).

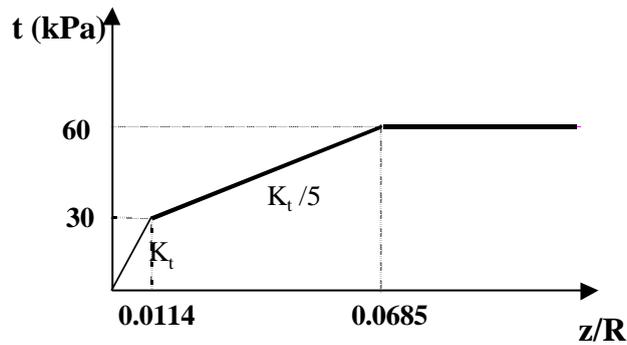


Figure 5.26 – Courbe de mobilisation du frottement axial obtenue par une approche par "chemin inverse".

Quant à la réaction en pointe, la courbe retenue par cette approche est celle proposée par le fascicule 62, titre V (1993) et qui a été adoptée dans l'approche précédente (voir paragraphe 5.4.1.2).

5.4.3.1 Cas du chargement vertical

La figure 5.27 compare la courbe de chargement (charge-déplacement) obtenue par GOUPEG par la méthode du "calcul à rebours" à la courbe mesurée sur le site du CEBTP.

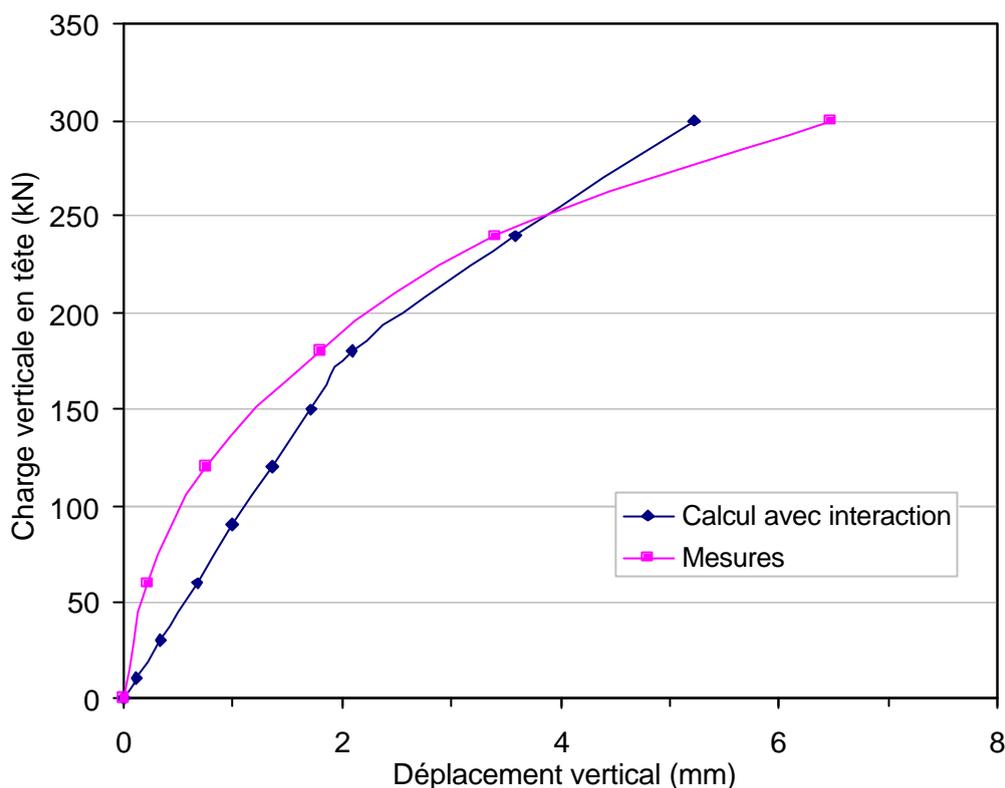


Figure 5.27 - Comparaison des mesures et des calculs par GOUPEG (méthode du "chemin inverse") des courbes de chargement vertical en tête du réseau en double chevalet.

Dans le cas du chargement vertical, la comparaison des résultats de l'approche par "calcul à rebours" à ceux de la première approche (figure 5.19) montre une concordance entre les deux approches notamment dans la branche élastique de la courbe de chargement. On note de plus que la courbe mesurée est mieux reproduite par la deuxième approche pour des charges correspondant à la partie plastique de la courbe de chargement.

5.4.3.2 Cas du chargement horizontal

D'une façon analogue au cas du chargement vertical en tête, on présente sur la figure 5.28, une comparaison entre les courbes de chargement horizontal en tête du réseau en double chevalet, obtenus par la méthode du "chemin inverse" et à partir des mesures.

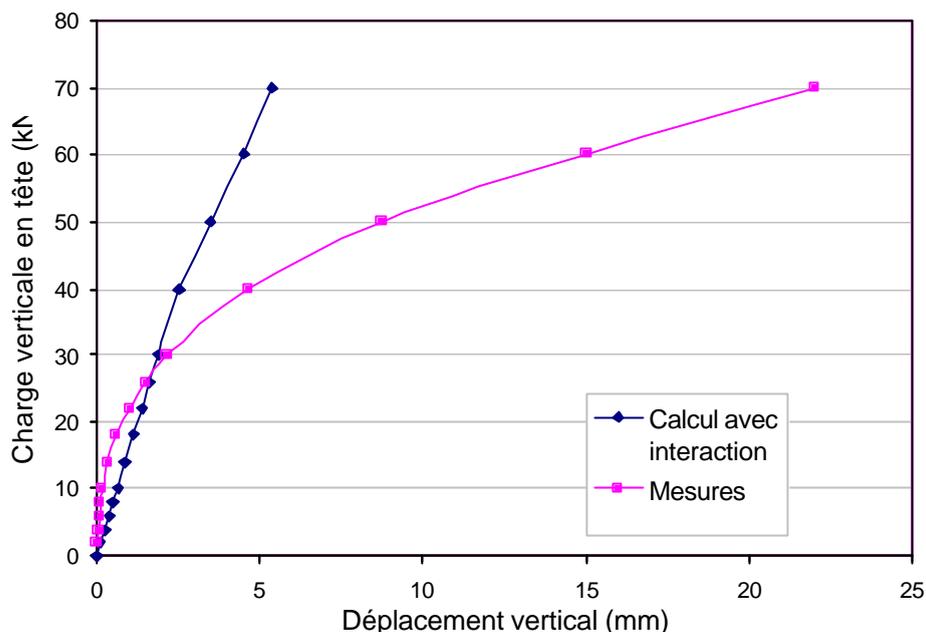


Figure 5.28 - Comparaison des mesures et des calculs par GOUPEG (méthode du "chemin inverse") des courbes de chargement horizontal en tête du réseau en double chevalet.

La détermination des courbes de réactions du sol à partir de la méthode du chemin inverse, appliquée aux courbes de chargement des micropieux isolés, fournit des résultats comparables à ceux obtenus par la première approche (basée sur les recommandations du Fascicule 62 et de Frank et Zhao).

5.5 Etude paramétrique

Afin de mieux comprendre le comportement des micropieux inclinés, une étude paramétrique par GOUPEG a été menée pour évaluer l'effet de l'inclinaison des micropieux dans un groupe sur leur comportement sous chargement vertical ou horizontal.

Le modèle du réseau élémentaire en double chevalet (sans entrecroisement entre les micropieux) est repris dans cette étude paramétrique pour 5 valeurs différentes de l'angle d'inclinaison des micropieux par rapport à la verticale: 0° (groupe de micropieux verticaux), 10°, 20°, 30° et 40° (réseaux de micropieux). Les micropieux ont une même longueur de 5 m et un espacement relatif en tête $s/B = 4$.

Quant au choix des courbes de réaction du sol (p-y, t-z et q-z), ainsi que des caractéristiques des micropieux, on a retenu dans la présente étude paramétrique les courbes et caractéristiques adoptées lors de la première approche (à savoir celles recommandées par le Fascicule 62 (1993), et Frank et Zhao (1982) pour les courbes de réactions).

5.5.1 Chargement vertical

Dans cette partie on compare les courbes de déplacement et de sollicitations internes d'un micropieu du réseau pour différentes valeurs de la charge verticale en tête : 60 kN, 120 kN,

180 kN et 240 kN. On présente dans ce paragraphe les courbes obtenues pour la charge verticale de 60kN. Les courbes relatives aux charges de 120, 180 et 240 kN sont respectivement données dans les annexes 8, 9 et 10.

Les figures 5.29 à 5.35 montrent les courbes suivantes tracées en fonction de la profondeur z et pour les 5 valeurs de l'inclinaison (α) des micropieux, pour une charge de 60 kN:

- le tassement vertical s (mm)
- l'effort axial dans le micropieu N (kN)
- la contrainte de frottement axial "t" ou "q" (kPa)
- le déplacement transversal y (mm)
- l'effort tranchant T (N)
- le moment fléchissant M (N.m)
- la réaction transversale p (kPa)

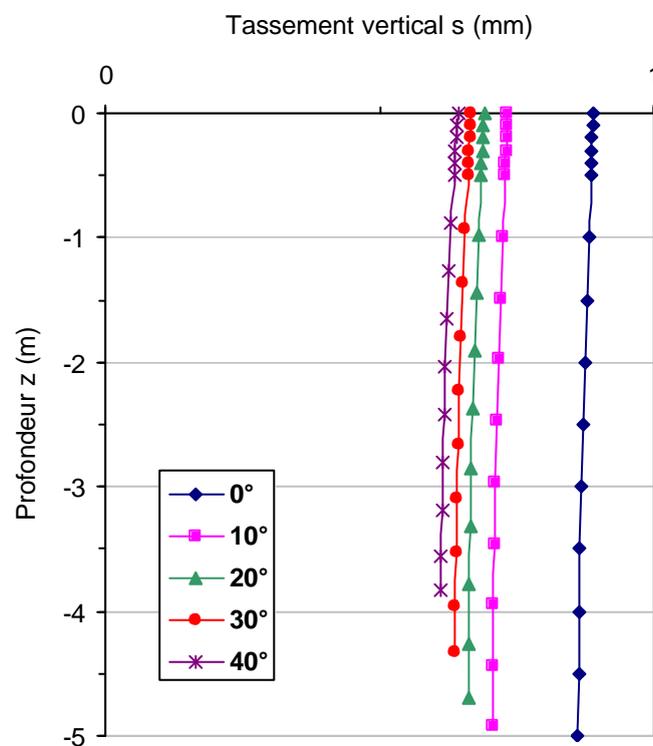


Figure 5.29 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=60$ kN).

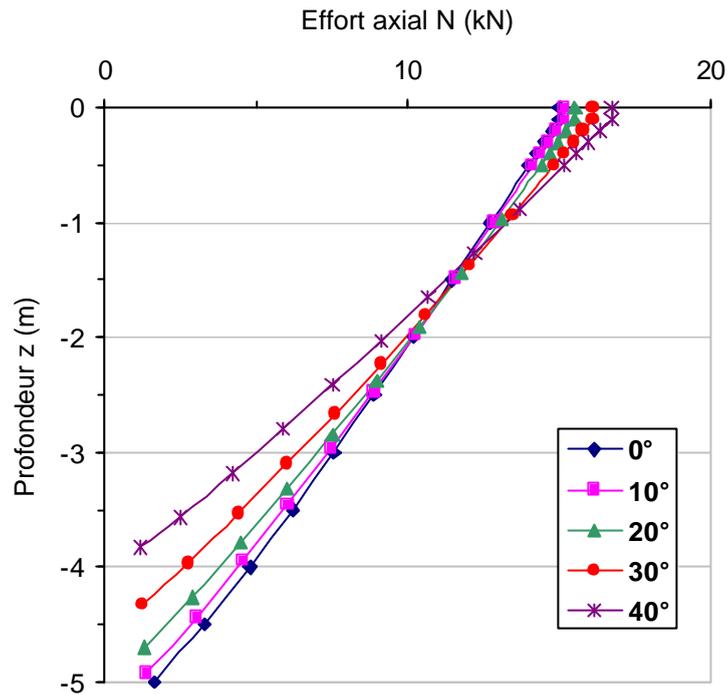


Figure 5.30 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=60$ kN).

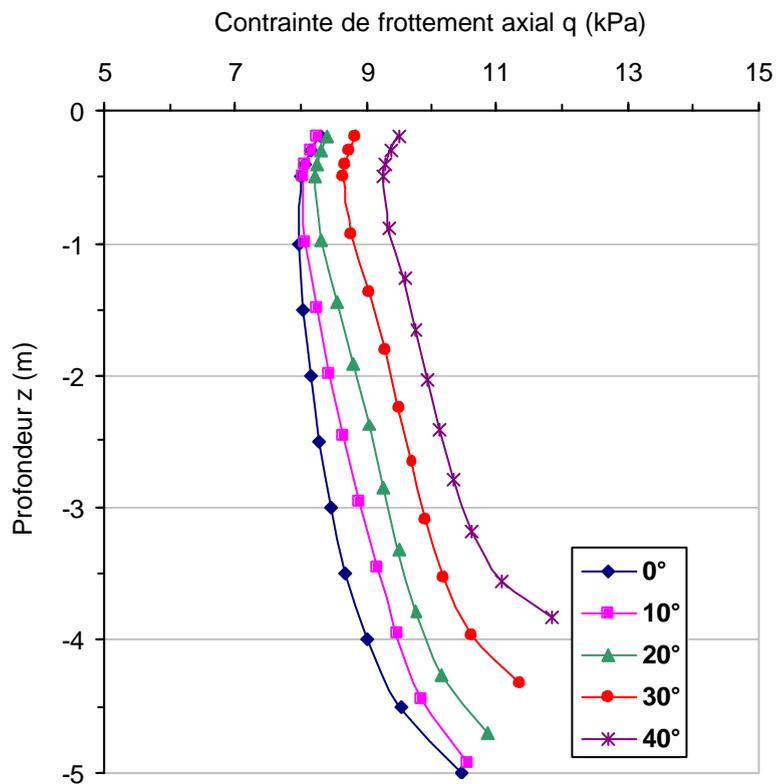


Figure 5.31 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=60$ kN).

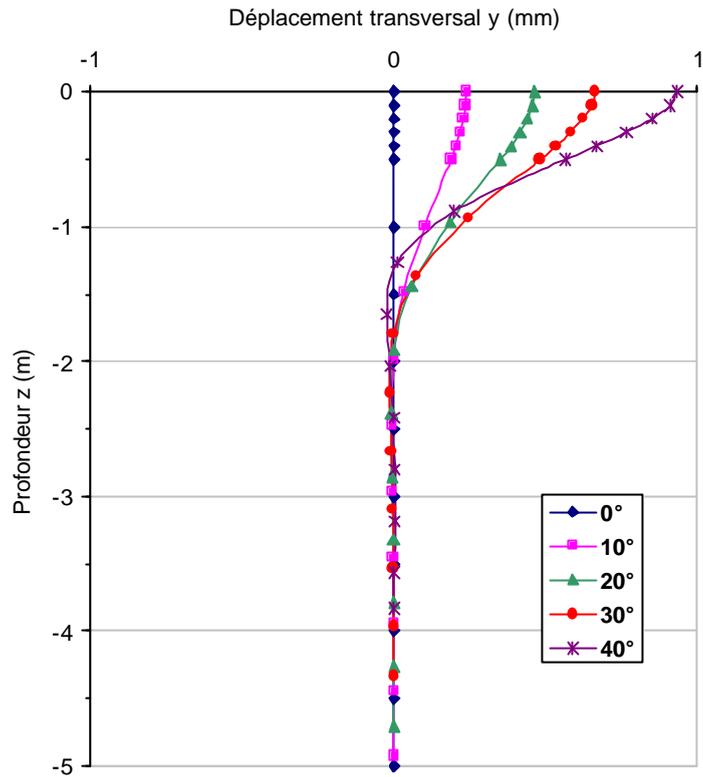


Figure 5.32 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=60$ kN).

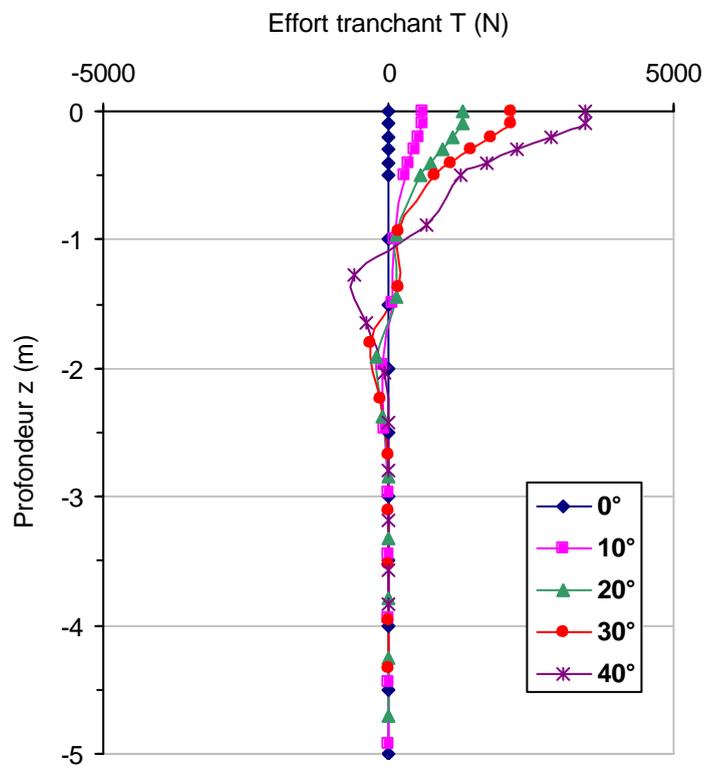


Figure 5.33 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=60$ kN).

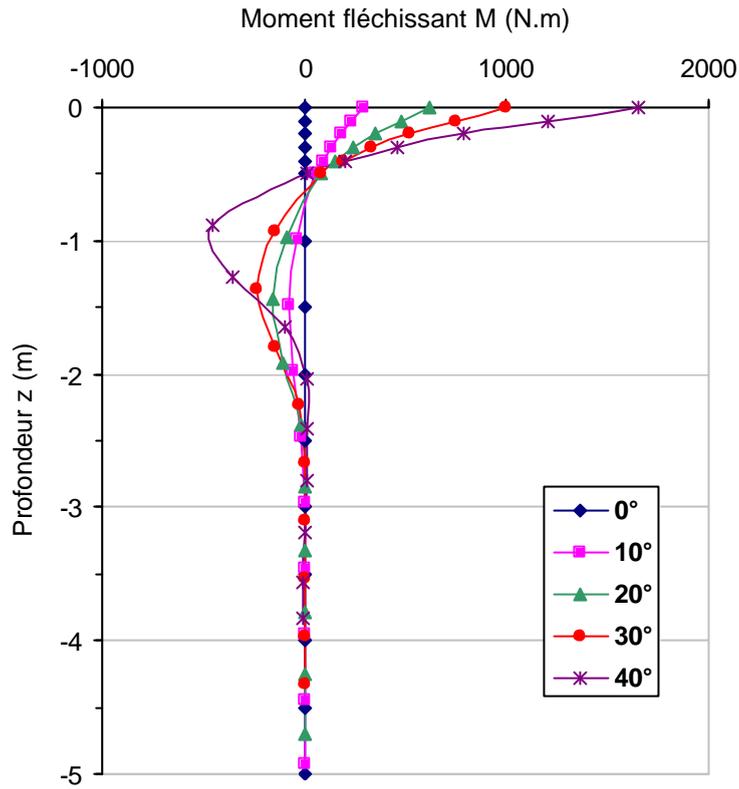


Figure 5.34 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=60$ kN).

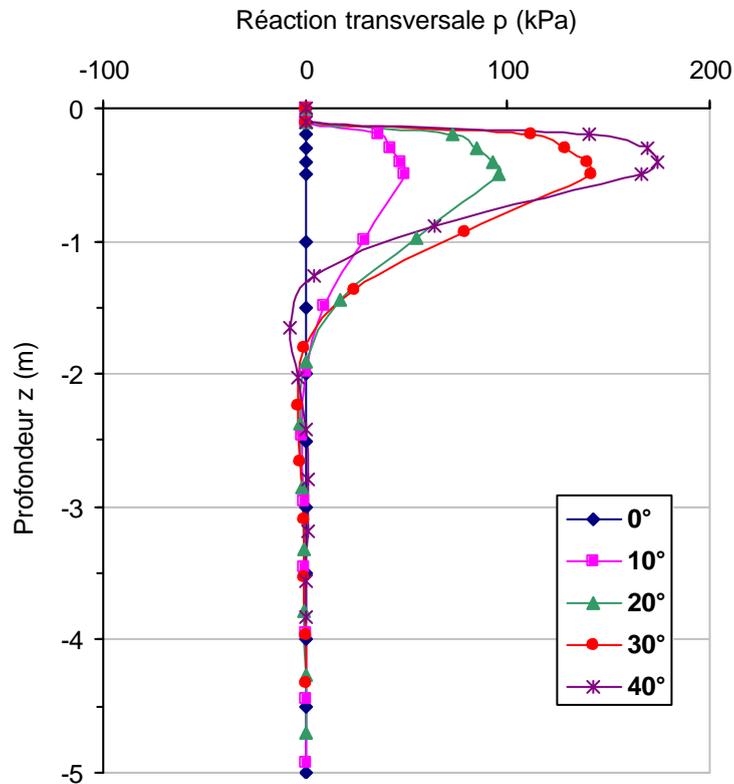


Figure 5.35 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=60$ kN).

5.5.1.1 Effet de l'inclinaison sur le tassement

A partir des figures 5.32, A8.1, A9.1 et A10.1 on note que l'angle d'inclinaison des micropieux dans le réseau implique une diminution du tassement du groupe sous une charge verticale en tête. Ce résultat, quoique contradictoire aux mesures enregistrées sur le site de Saint Rémy-lès-Chevreuse, est observé également par Zhang et al. (1998) dans leur étude numérique par éléments finis ainsi que par Plumelle (1985) lors des essais de chargement vertical d'une semelle sur groupe et réseau de micropieux dans un sable lâche. Ces derniers essais montrent que les micropieux inclinés sous la semelle assurent une meilleure portance que celle du groupe.

5.5.1.2 Effet de l'inclinaison sur les sollicitations internes des micropieux

Il est utile de signaler que les résultats du calcul du groupe de micropieux (éléments verticaux, $\alpha = 0^\circ$), chargés verticalement, montrent qu'aucun effort tranchant ou moment de flexion ne s'est pas développé le long des micropieux. De même aucun déplacement horizontal ne se produit. Ainsi la portance du groupe est assurée uniquement par frottement axial le long des micropieux.

L'effet de l'inclinaison sur **l'effort axial** diffère selon la valeur de la charge verticale appliquée en tête :

- pour une faible charge on remarque que, plus l'inclinaison des micropieux dans un groupe est grande, plus l'effort axial en tête des micropieux augmente (voir figures 5.30 et A8.2 respectivement pour une charge verticale en tête de 60 kN et 120 kN);
- en revanche pour de fortes charges en tête, on constate que cet effort axial tend à diminuer avec l'inclinaison croissante des micropieux (voir figures A9.2, et A10.2 respectivement pour une charge verticale en tête de 180 kN et 240 kN).

Quant aux contraintes de frottement axial le long des micropieux, on note que leur comportement diffère également selon la charge appliquée:

- pour une faible charge on remarque que, plus l'inclinaison des micropieux dans un groupe est grande, plus le frottement axial dans les micropieux augmente (voir figures 5.31 et A8.3 respectivement pour une charge verticale en tête de 60 kN et 120 kN);
- pour de fortes charges en tête, on constate que cet effort axial tend à diminuer avec l'inclinaison croissante des micropieux (voir figures A9.3, et A10.3 respectivement pour une charge verticale en tête de 180 kN et 240 kN).

De ce premier résultat, on en déduit que l'augmentation *simultanée* de la charge verticale en tête du groupe/réseau et de l'inclinaison des micropieux impliquent une diminution de la reprise par frottement axial de la charge appliquée en tête.

Les figures 5.32, A8.4, A9.4 et A10.4 montrent qu'une **déformation transversale** non négligeable des micropieux se produit et qui augmente avec l'angle d'inclinaison des micropieux des réseaux et avec la charge verticale appliquée en tête.

On note également, que pour les différentes charges appliquées, plus l'inclinaison des micropieux est grande, plus les sollicitations internes augmentent (figures 5.33 et 5.34). Ce résultat est également observé par Zaman et al. (1993), à partir d'une étude tridimensionnelle par éléments finis sur l'effet de l'inclinaison des micropieux dans un groupe.

L'analyse des courbes de la réaction transversale, pour différentes valeurs de la charge verticale en tête, permet de déduire que l'augmentation de l'inclinaison des micropieux induit une plus forte mobilisation de la contrainte transversale le long des micropieux (voir figures 5.35, A8.7, A9.7 et A10.7).

On peut en déduire que l'augmentation de l'inclinaison des micropieux induit une augmentation de la reprise partielle de la charge verticale appliquée par mise en butée du sol sous les micropieux inclinés.

On remarque, enfin, que la mobilisation de la réaction transversale du sol se limite, dans le cas du chargement vertical, à la partie supérieure des micropieux.

5.5.1.3 Répartition de la portance

L'analyse des résultats de cette étude paramétrique par GOUPEG a permis de déterminer la part de la portance verticale assurée par la mobilisation de la contrainte de frottement axial.

Le tableau 5.4 donne le rapport de la portance assurée par frottement axial sur la charge totale appliquée, en fonction de l'angle d'inclinaison des micropieux et de la charge appliquée.

Tableau 5.4 – Pourcentage de la reprise de la charge verticale par frottement axial.

Charge \ Angle	0°	10°	20°	30°	40°
60 kN	100 %	99 %	97 %	93 %	85 %
120 kN	100 %	99 %	97 %	92 %	84 %
180 kN	100 %	98 %	94 %	86 %	75 %
240 kN	100 %	98 %	92 %	83 %	70 %

En conclusion, on note que l'inclinaison des micropieux au sein d'un réseau chargé verticalement implique, à la fois, un changement du comportement global du réseau et des micropieux eux même. Cette étude paramétrique montre que plus l'angle d'inclinaison des micropieux est important, plus les micropieux sont sollicités en flexion. Ainsi la charge verticale est partiellement reprise par la mise en butée du sol sous les micropieux inclinés.

5.5.2 Chargement horizontal

On compare dans cette partie, d'une façon analogue au cas du chargement vertical, les courbes de déformation et de sollicitations internes d'un micropieu du réseau pour différentes valeurs de la charge horizontale en tête (2 kN, 10 kN, 22 kN, 40 kN et 60 kN). On présente dans ce paragraphe uniquement les courbes obtenues pour la charge verticale de 2 kN. Les courbes relatives aux charges de 10, 22, 40 et 60 kN seront respectivement présentées dans les annexes 11, 12, 13, et 14.

Les figures 5.36 à 5.42 montrent les courbes suivantes tracées en fonction de la profondeur z , pour les 5 valeurs de l'inclinaison (α) des micropieux :

- le déplacement transversal y (mm)

- l'effort tranchant T (N)
- le moment fléchissant M (N.m)
- la réaction transversale p (kPa)
- le tassement vertical s (mm)
- l'effort normal dans le micropieu N (N)
- la contrainte de frottement axial "t" ou "q" (Pa)

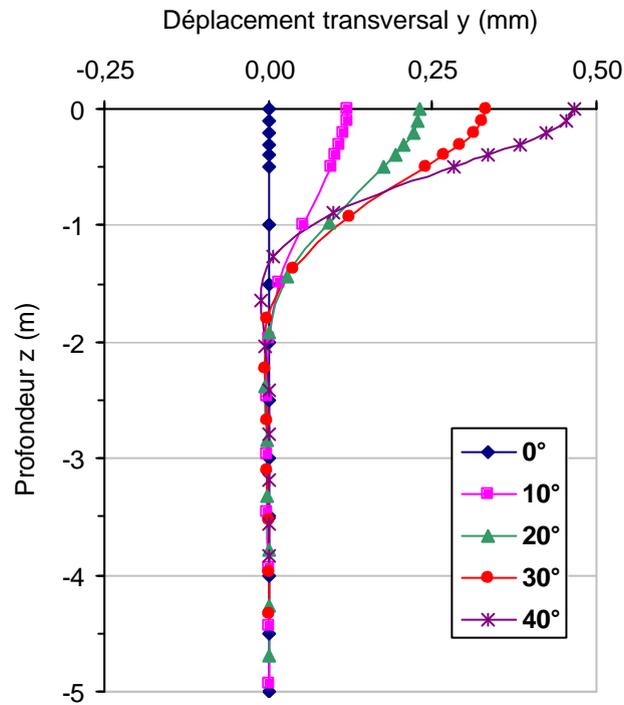


Figure 5.36 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=2$ kN).

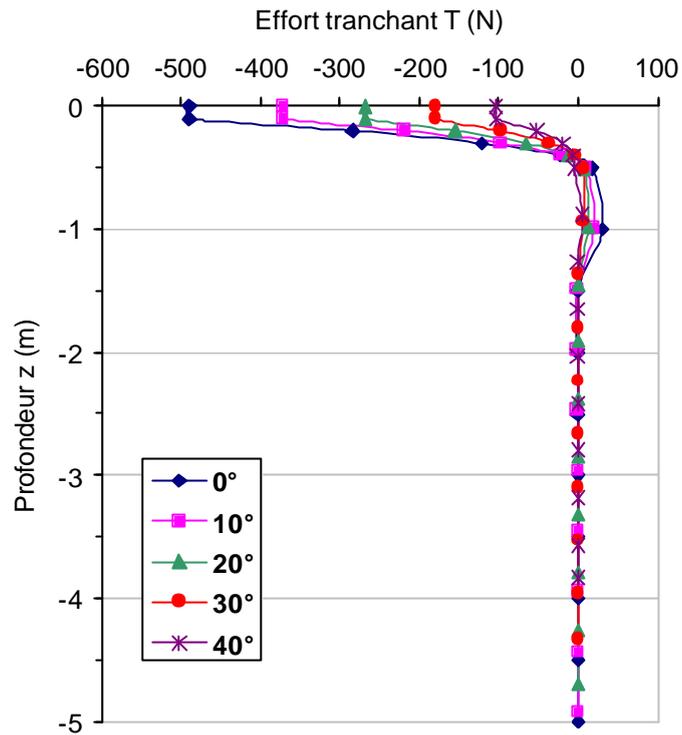


Figure 5.37 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=2$ kN).

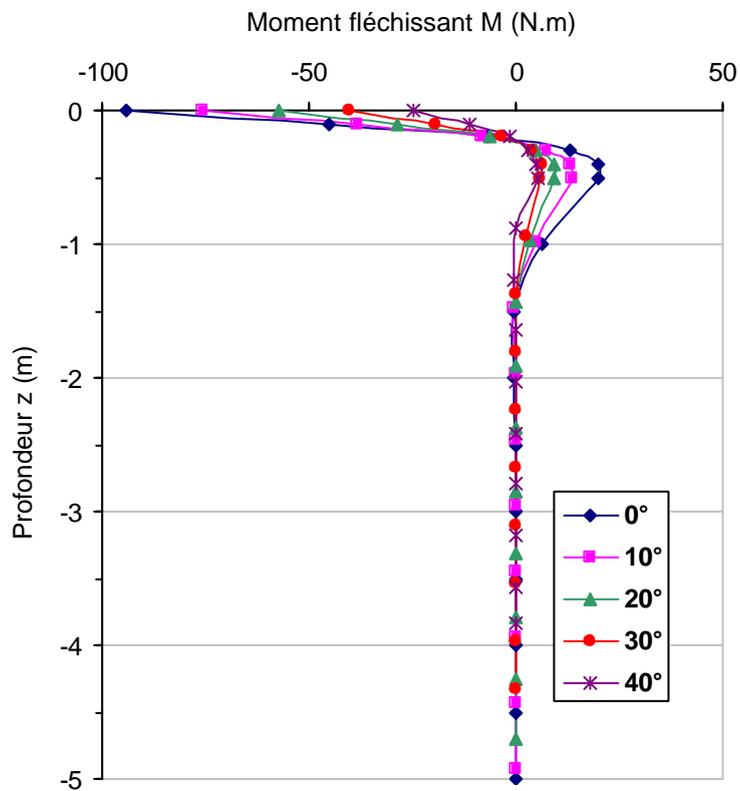


Figure 5.38 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=2$ kN).

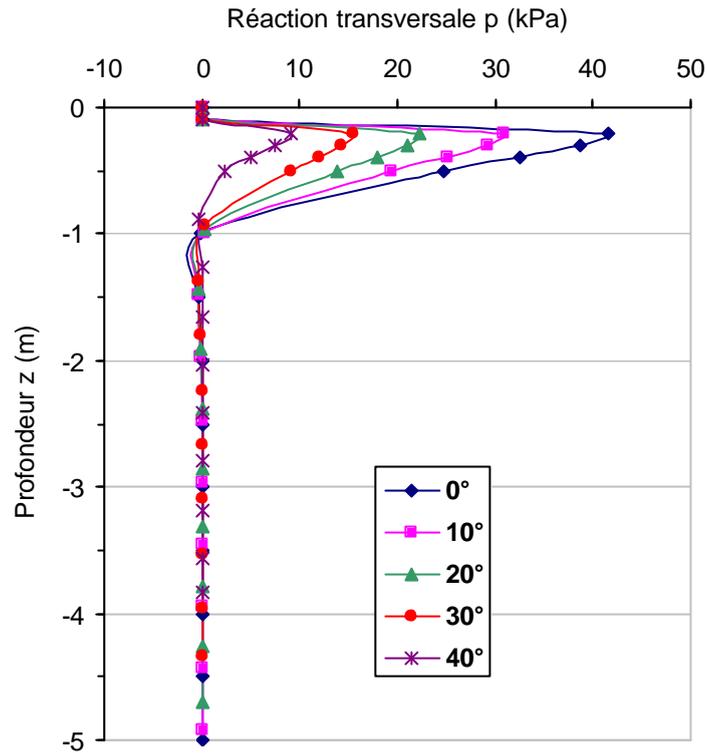


Figure 5.39 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=2$ kN).

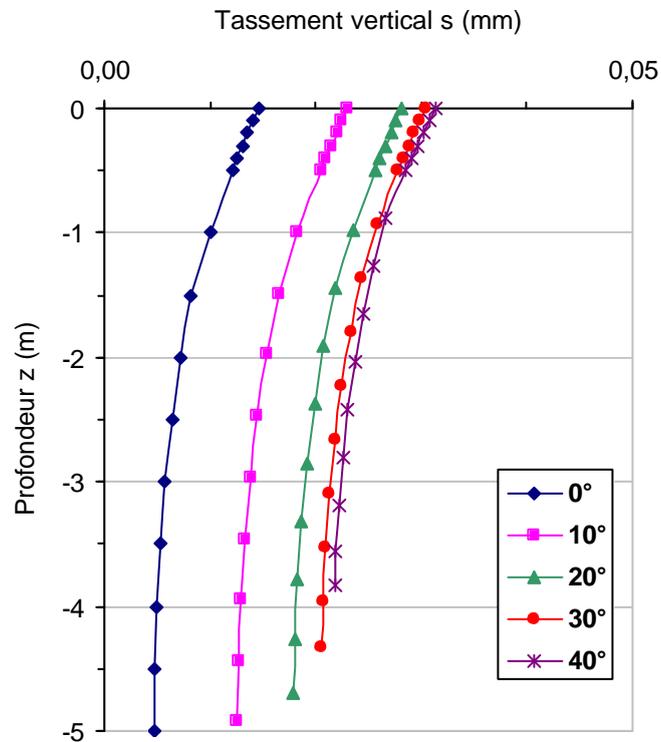


Figure 5.40 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=2$ kN).

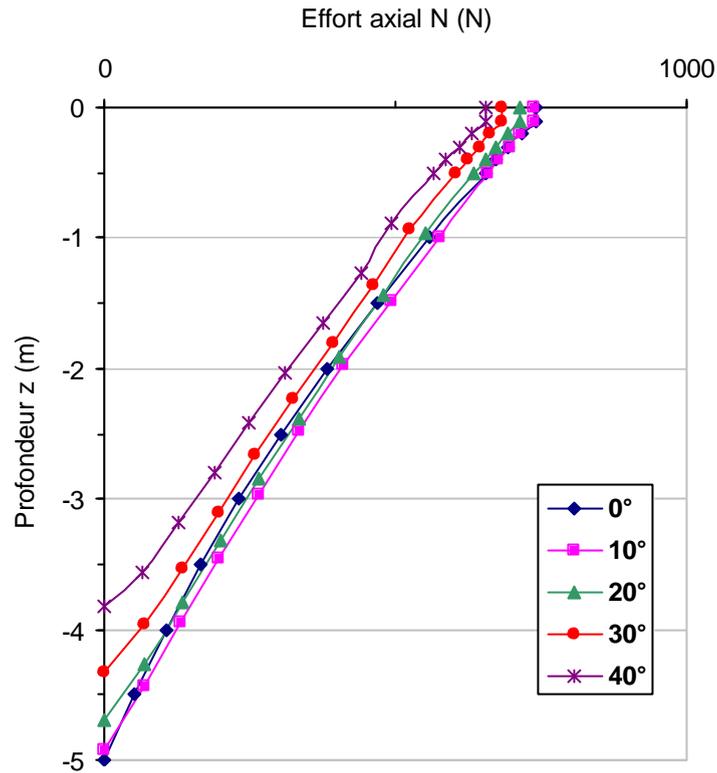


Figure 5.41 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=2$ kN).

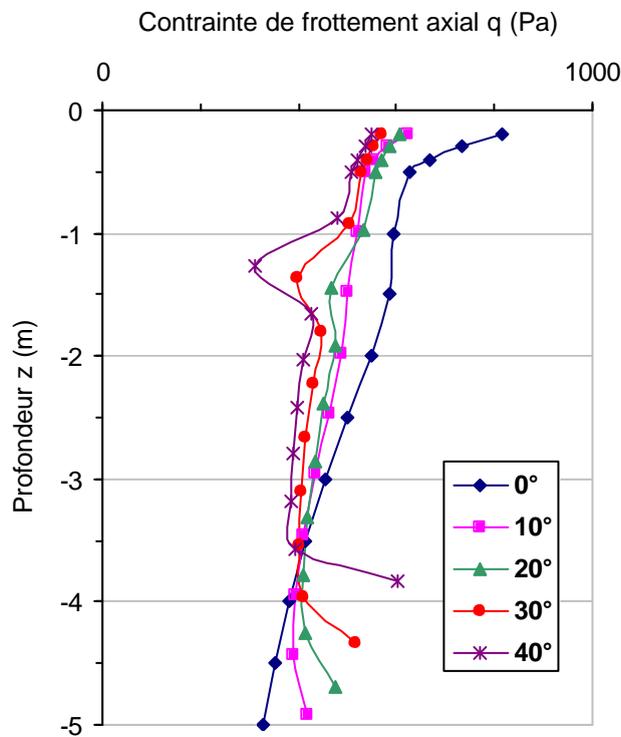


Figure 5.42 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=2$ kN).

5.5.2.1 Effet de l'inclinaison sur le déplacement transversal

Sous chargement horizontal en tête on observe une meilleure reprise de l'effort horizontal par les réseaux élémentaires que par le groupe : en effet, plus l'inclinaison des micropieux est importante, plus le déplacement transversal est réduit (figures 5.36, A11.1, A12.1, A13.1 et A14.1).

5.5.2.2 Effet de l'inclinaison sur les sollicitations internes des micropieux

Le chargement horizontal en tête des groupes/réseaux sollicite les 4 micropieux en flexion et en traction/compression.

On note que **l'effort tranchant** (figure 5.37), **le moment fléchissant** (figure 5.38) et **la réaction transversale** du sol (figure 5.39) diminuent pour des angles d'inclinaison des micropieux plus importants. Ceci est indépendant de la valeur de la charge horizontale en tête. Ces résultats semblent logiques et sont en accord avec les mesures lors des essais de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

L'inclinaison des micropieux dans un groupe chargé horizontalement en tête implique une diminution du moment fléchissant et une reprise des efforts par **frottement axial** (efforts de compression/traction). Les efforts sont ainsi repris par frottement axial le long des micropieux et moins par flexion.

5.5.2.3 Répartition de la portance

D'une façon analogue au cas du chargement vertical, on détermine la part de la portance horizontale assurée par la mobilisation de la contrainte de réaction transversale.

Le tableau 5.5 donne le rapport de la portance assurée par la réaction transversale sur la charge horizontale totale appliquée, en fonction de l'angle d'inclinaison des micropieux et de la charge appliquée.

Tableau 5.5 – Pourcentage de la reprise de la charge horizontale par réaction transversale.

Charge \ Angle	0°	10°	20°	30°	40°
2 kN	100 %	75 %	54 %	36 %	21 %
10 kN	100 %	75 %	54 %	36 %	21 %
22 kN	100 %	76 %	55 %	37 %	21 %
40 kN	100 %	77 %	56 %	38 %	22 %
60 kN	100 %	80 %	60 %	40 %	23 %

De cette deuxième partie de cette étude numérique, on conclue que l'inclinaison des micropieux au sein d'un réseau chargé horizontalement en tête induit une reprise de la charge appliquée par frottement axial. La reprise par réaction transversale, quant à elle, est réduite avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison des micropieux.

5.6 Conclusion

Le programme GOUPEG utilise un modèle de type hybride qui comprend un système interactif avec des calculs basés sur la méthode des fonctions de transfert de charge (GOUPIIL) et sur la théorie de l'élasticité (équations de Mindlin).

Ce programme présente plusieurs avantages notamment en terme de rapidité des calculs, et fournit des résultats assez détaillés et précis sur le comportement du groupe et les sollicitations internes dans les micropieux. Cependant, l'interaction entre les micropieux, introduite à travers des déplacements et des contraintes induits par les autres micropieux, donne toujours un effet de groupe négatif. Un tel calcul est sécuritaire vis à vis du dimensionnement des groupes de micropieux.

Le calcul par GOUPEG du réseau de Saint Rémy-lès-Chevreuse sous chargement vertical et horizontal nous donne plusieurs résultats intéressants sur le comportement des micropieux inclinés dans un groupe.

Sous chargement vertical, les mesures montrent que le frottement latéral limite est sous estimé par le Fascicule 62. En comparant les résultats des calculs GOUPEG et les mesures, on note que la courbe charge déplacement en tête du réseau élémentaire est mieux reproduite avec la valeur mesurée du frottement latéral limite qu'avec celle proposée par le Fascicule 62.

La portance verticale du réseau élémentaire déterminée par les résultats des calculs GOUPEG dépasse celle du groupe équivalent pour des grands déplacements. Cette observation n'est pas retrouvée par les mesures sur le site de Saint Rémy-lès-Chevreuse. Cette amélioration de la portance du réseau par inclinaison des micropieux est due à la mobilisation de la butée du sol sous les micropieux inclinés. La flexion des micropieux inclinés chargés verticalement fut également signalée par Kulhawy et Mason (1995) ainsi que Zhang et al. (1998).

La comparaison des courbes de chargement transversal du réseau élémentaire et du groupe équivalent de 4 micropieux verticaux montre un comportement plus rigide du réseau que celui du groupe. Sous chargement horizontal en tête du réseau, les micropieux inclinés reprennent une partie de cette charge par frottement axial. Ce résultat correspond bien aux mesures obtenues sur le site du CEBTP.

Une étude paramétrique montre que l'inclinaison des micropieux, dans un réseau élémentaire de 4 micropieux, implique une augmentation des sollicitations internes dans les chargés verticalement. Cette étude a permis de déterminer la part de la charge verticale reprise par frottement axial, en fonction de la valeur de la charge appliquée et de l'angle d'inclinaison des micropieux. Le reste de la portance étant assuré par la mise en butée du sol sous les micropieux.

D'une façon analogue au cas du chargement vertical, une autre étude paramétrique pour le cas d'un chargement horizontal en tête, a permis de déterminer la part de la charge horizontale reprise par réaction transversale, en fonction de la valeur de la charge appliquée et de l'angle d'inclinaison des micropieux. Le reste de la portance horizontale est assuré par la mobilisation des efforts de frottement axiaux le long des micropieux.

Ces deux études paramétriques mettent ainsi en valeur la reprise des charges appliquées en tête des micropieux par la mobilisation d'efforts "quasi-orthogonaux" complémentaires dans le sol (efforts axiaux pour les charges horizontales et efforts transversaux pour les charges verticales).

Dans ce rapport les calculs par GOUPEG aboutissent à une meilleure compréhension du comportement des micropieux inclinés. Il faut noter, cependant, que l'effet d'enserrement du sol n'est pas observé : le massif de sol étant représenté par des ressorts indépendants (théorie de Winkler) qui ne donnent pas suffisamment de détails sur le comportement du massif de sol enserré entre les micropieux.

Un des inconvénients de la méthode des fonctions de transfert de charge est le manque de détails fournis par les calculs sur l'effet d'enserrement du sol entre le micropieux. Un calcul par la méthode des éléments finis pourrait fournir un complément utile à cette étude, et notamment pour mieux visualiser le phénomène d'enserrement du sol.

Chapitre 6 : Approche par la méthode des éléments finis

Chapitre 6 : Approche par la méthode des éléments finis

6.1 – Introduction

L'approche par la méthode des éléments finis constitue un complément de la première approche pour étudier le comportement des réseaux élémentaires de micropieux. Contrairement à l'approche par la méthode des fonctions de transfert de charge, cette nouvelle approche nous permet de déterminer le comportement du massif du sol entourant les micropieux du réseau.

On étudie dans ce chapitre le comportement du réseau élémentaire de 4 micropieux en double chevalets de Saint Rémy-lès-Chevreuse, sollicité verticalement en tête. La courbe de chargement vertical en tête obtenue par un calcul tridimensionnel (3D) réalisé avec CESAR-LCPC est comparée à celle mesurée sur le site. Une interprétation qualitative est également faite, permettant de décrire la distribution des charges dans le sol, et notamment la mise en butée du sol sous les micropieux inclinés.

6.2 – Etudes antérieures

La méthode des éléments finis est peu utilisée pour le calcul ou l'étude du comportement des pieux. La modélisation du comportement des pieux (isolés, en groupes ou en réseaux), chargés verticalement ou horizontalement, exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol.

Une modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée soit par une approche bidimensionnelle (axisymétrique, en contrainte plane ou en déformation plane) soit par une approche tridimensionnelle.

L'approche axisymétrique est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu. Cette approche admet que le micropieu est parfaitement cylindrique.

Quant à l'approche par une modélisation en déformation plane, elle est souvent utilisée pour étudier l'interaction entre deux ou plusieurs pieux. Cette approche reste pourtant peu réaliste car les pieux y sont considérés comme des rideaux de palplanches ou des barrettes (dans un plan vertical), ou des plaques ou des cylindres de longueurs infinies (dans un plan horizontal).

L'approche tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste. En revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être au détriment de la précision des résultats.

L'étude du comportement de groupe de pieux, ou de réseaux élémentaires, sous chargement vertical, a fait l'objet de plusieurs recherches basées sur la méthode des éléments finis. Le tableau 6.1 donne les caractéristiques de quelques exemples de calculs de groupes de pieux sous chargement vertical (Borel, 1998).

Tableau 6.1 – Calculs de groupes de pieux, sous chargement vertical, par la méthode des éléments finis (Borel, 1998).

Référence	Taille ⁴		Pieux		Sol		Interface ⁵
	Nn et Ne	Type	Modélisation	Type	Modélisation		
Ottaviani (1975)	8 / 2700	9 et 15 pieux en béton (D=20-40m; B=1m; S=3m)	élasticité linéaire		élasticité linéaire	AD	
Zamann et al. (1993)	8 / 434	4 pieux béton inclinés (D=14m-B=0,45)	élasticité linéaire		élasto-plasticité avec écrouissage	AD	
Trochanis et al. (1991)	27 / 400	1 et 2 pieux béton battus (D=15m; B=0,3m; S=0,6m)	élasticité linéaire	argile molle de Mexico	élasto-plasticité de Drucker-Prager	AD / EL	
Backer et al. (1994)		pieux forés (D=30-60m; B=1,3m; S=4,7m)	élasticité linéaire	grès altéré et calcaire	élasto-plasticité de Mohr-Coulomb	?	
Meißner et al. (1995)	8 / 1638	4 pieux béton (D=4-8m; B=0,2-0,4m)	élasticité linéaire	sable dense	élasto-plasticité avec écrouissage	AD	
Arslan et al. (1997)	8 / 3680	54 pieux forés (D=12,5-16m; B=0,88m; S=2,8-7,5m)	élasticité linéaire	sable lâche à moyennement dense	élasto-plasticité avec écrouissage	AD	
Katzenbach et al. (1997)	8 / 3240	36 pieux forés (D=45m; B=1,5-1,8m)	élasticité linéaire	argile et calcaire Francfort	élasto-plasticité avec écrouissage	AD	
Vetter (1998)	8 / 7859	64 pieux forés (D=27-35m; B=1,3m; S=4,5-8m)	élasticité linéaire	argile et calcaire Francfort	élasto-plasticité avec écrouissage	AD	

On note que la majorité de ces études a été réalisée dans un but "académique", ou pour la validation de méthodes simplifiées de calcul. La méthode des éléments finis a également été utilisée dans le cadre du projet national de recherche sur les micropieux (FOREVER, 2002), pour l'étude du comportement de micropieux isolés et en groupe chargés transversalement en tête (Shahrour et Ata, 1995 et 1996). Cette étude fut également menée dans le but de comparer les deux approches bidimensionnelle et tridimensionnelle.

⁴ Nn: nombre de nœuds par éléments; Ne: Nombre d'éléments par maillage.

⁵ AD: Adhérence parfaite sol / pieu ; EL: Elément d'interface utilisé afin de permettre le glissement et/ou le décollement.

6.3 – Modélisation du réseau élémentaire de Saint-Rémy-lès-Chevreuse

6.3.1 Choix de l'approche tridimensionnelle

Le cas des pieux (ou de micropieux) inclinés, chargés verticalement ou horizontalement, ainsi que le cas des pieux verticaux chargés selon une direction inclinée ont rarement été étudiés par la méthode des éléments finis.

En ce qui concerne le premier cas, la difficulté de l'approche tridimensionnelle réside principalement en la réalisation du maillage tridimensionnel autour du pieu incliné. Quant au cas du chargement incliné de pieux verticaux, les approches théoriques simplifient cette complexité en décomposant la force appliquée en efforts axial et transversal par rapport au pieu.

Il reste que cette approche découplée est simplifiée, et qu'elle ne permet pas d'étudier finement la déformation du pieu incliné et notamment sa flexion lorsque le sol entourant le pieu vient à se tasser (Mestat, 1999).

Dans le cas de notre étude du comportement du réseau élémentaire, on utilisera ici une approche tridimensionnelle dans le but de s'approcher le plus possible du modèle réel du réseau en double chevalet du site de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

6.3.2 Choix du maillage

La géométrie du réseau élémentaire en double chevalet, présente deux plans de symétries (OXZ) et (OYZ) passants par le centre de la semelle de liaison. Cette disposition nous permet de modéliser le réseau global (figure 6.1 (a)) par un modèle représentant le quart du réseau (figure 6.1 (b)) en imposant sur les plans de symétrie un déplacement orthogonal à chaque plan de valeur égale à zéro.

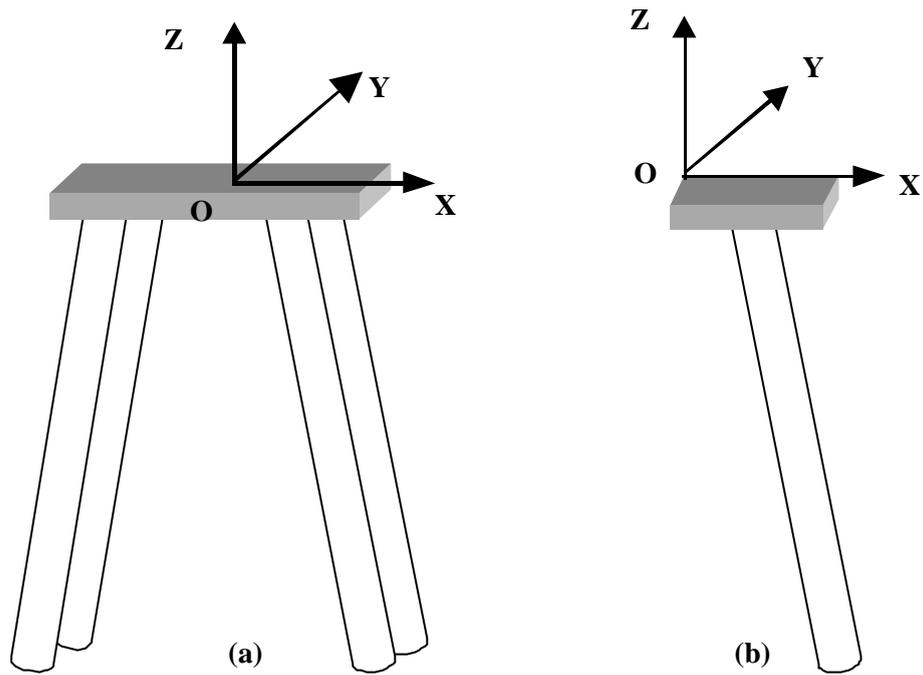


Figure 6.1 – Etude d'un modèle réduit du réseau en double chevalets.

La figure 6.2 montre le maillage tridimensionnel du modèle. Ce maillage regroupe 9 sous-maillages représentant le massif du sol, le pieu et la semelle (figure 6.3). La semelle de liaison reliant la tête des micropieux n'est pas en contact avec le sol.

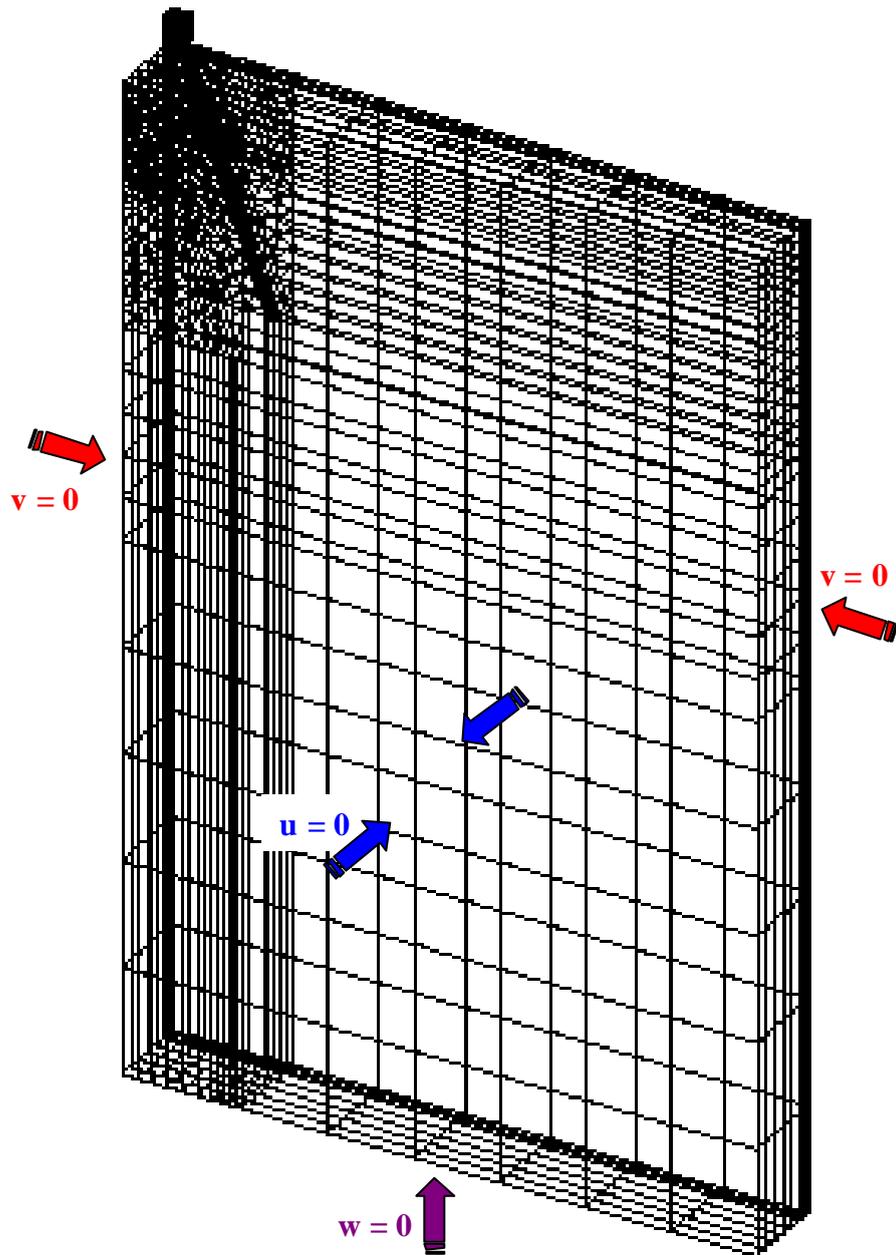


Figure 6.2 – Maillage tridimensionnel du réseau élémentaire en double chevales de Saint Rémy-lès-Chevreuse (CESAR-LCPC).

Les sous-maillages 6.3(a) à 6.3(e) sont construits avec des éléments pentaédriques de 15 noeuds (P15) (figure 6.4 (a)). Quant aux sous maillages 6.3(f), 6.3(g) et 6.3(i), ils sont construits avec des éléments hexaédriques de 20 noeuds (H20) (figure 6.4 (b)). Quant au maillage 6.3 (h) il comprend des maillages pentaédriques et hexaédriques.

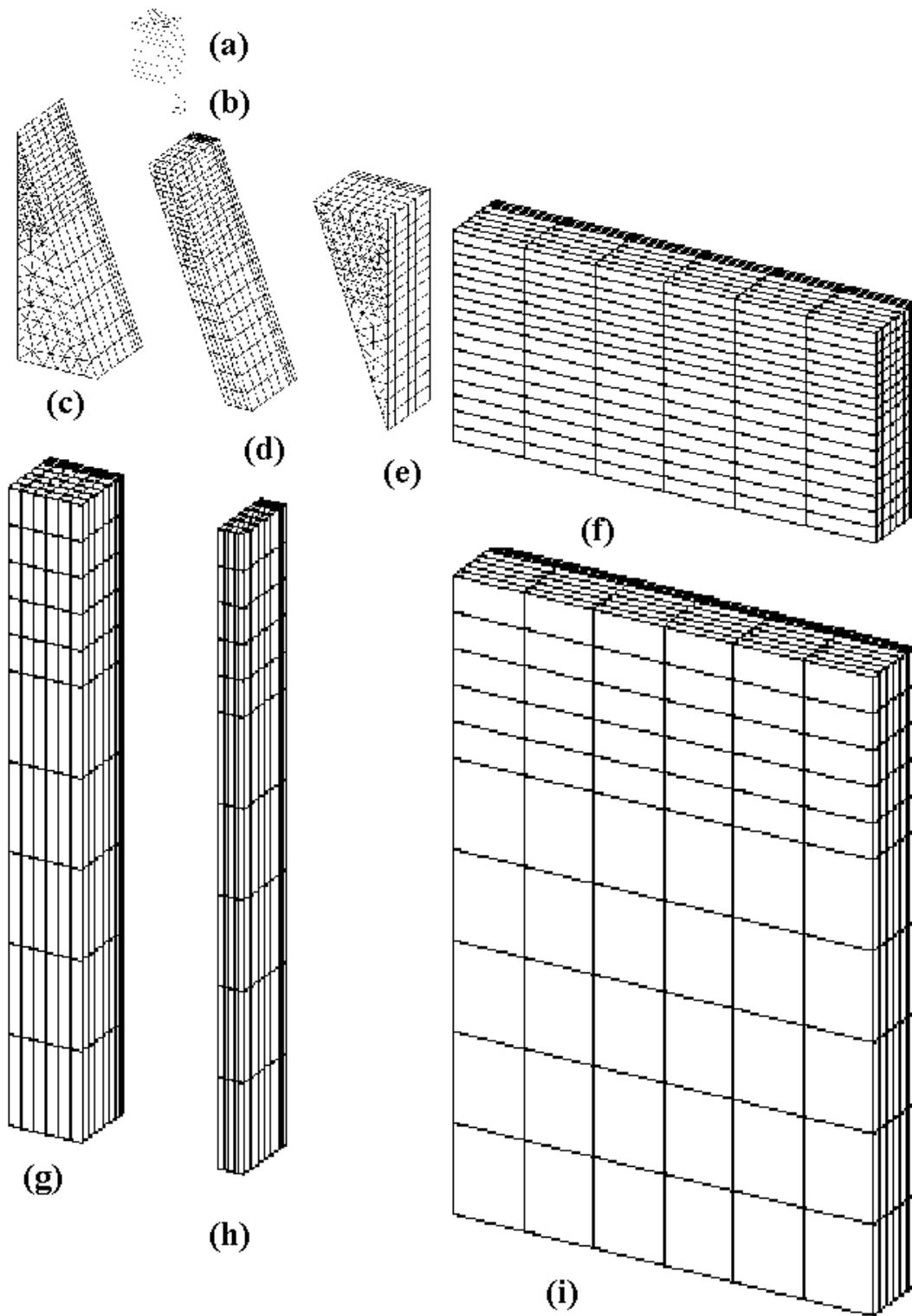


Figure 6.3 – Sous-maillages du réseau élémentaire (CESAR-LCPC).

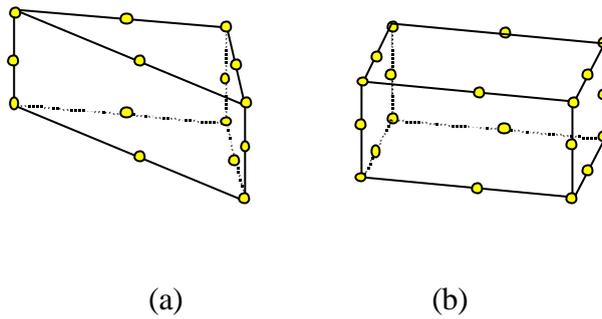


Figure 6.4 – Eléments pentaédriques (P15) et hexaédriques (H20).

Les conditions aux limites appliquées aux frontières du maillage du massif de sol (figure 6.2) consistent à imposer :

- un déplacement horizontal nul ($u = 0$ ou $v = 0$) sur les frontières verticales délimitant le massif du sol;
- un déplacement vertical nul ($w = 0$) sur la frontière inférieure des sous maillages (g), (h) et (i).

Les frontières du massif du sol sont choisies de façon à éviter les effets de bord (figure 6.5). La frontière verticale, délimitant le massif de sol, est à une distance "m" égale à au moins 3 fois la longueur du micropieu. Quant à la frontière horizontale inférieure, elle est à distance "n" supérieure à 3 fois la longueur du micropieu, au-dessous de la pointe du micropieu.

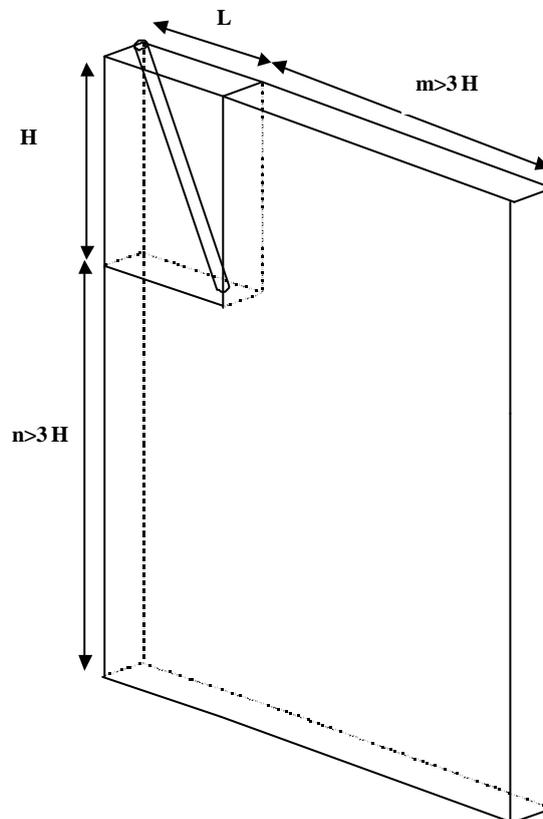


Figure 6.5 – Dimensions du massif du sol.

6.3.3 Choix des caractéristiques du pieu et de la semelle de liaison

Le micropieu, constitué par une armature métallique entourée par une couche de coulis de ciment, est supposé *élastique linéaire et isotrope*. Les caractéristiques mécaniques homogénéisées et géométriques adoptées pour le micropieu sont données dans le tableau 6.2.

Tableau 6.2 – Caractéristiques mécaniques et géométriques du micropieu incliné.

Poids volumique, γ (kN/m ³)	Module de Young, E (MPa)	Coefficient de Poisson, ν	Diamètre, B (m)
26	1,7 .10 ⁴	0,2	0,1

Quant à la semelle de liaison, on considère qu'elle suit une loi élastique linéaire et isotrope. Les paramètres mécaniques, adoptées pour la semelle, sont donnés dans le tableau 6.3.

Tableau 6.3 – Caractéristiques mécaniques de la semelle de liaison.

Poids volumique, γ (kN/m ³)	Module de Young, E (MPa)	Coefficient de Poisson, ν
25	1,5 .10 ⁴	0,2

6.3.4 Choix des caractéristiques du sol

Pour décrire le comportement du sol, le modèle élastique-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb est utilisée.

Les paramètres de ce modèle sont déterminés à partir des essais en laboratoire (essais triaxiaux, et de cisaillement direct) ainsi que les essais in situ (mini-pressiomètre, pressiomètre Ménard) réalisés par le CEBTP (Pello et al., 1995). Selon ces essais, les caractéristiques mécaniques du sable sont:

- le module pressiométrique Ménard, $E_M \approx 5$ MPa;
- la cohésion effective, $c' \approx 0$ kPa (boite de cisaillement et essai triaxial);
- l'angle de frottement, $\phi' \approx 33^\circ$ (boite de cisaillement et essai triaxial).

Les paramètres mécaniques du sol, adoptés pour la *loi élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb*, sont résumés dans le tableau 6.4.

Tableau 6.4 – Caractéristiques mécaniques du massif du sol (sable de Fontainebleau)

Module de Young, E (MPa)	Coefficient de Poisson, ν	Poids volumique, γ (kPa)	Angle de frottement, ϕ	Angle de dilatance, ψ	Cohésion effective, c' (kPa)
15 (soit $E = 3.E_M$)	0,33	15	33°	3°	1

6.3.5 Choix du modèle d'interface

L'interaction sol-micropieu est simulée par une couche mince cylindrique, séparant le micropieu du massif du sol qui l'entoure. Un critère de rupture orienté est appliqué dans cette couche (Frank et al., 1982).

Le critère de plasticité de Mohr Coulomb est adopté dans la direction de la discontinuité:

$$F = |\mathbf{t}| + s_n \operatorname{tg} j - c \leq 0$$

- où φ est l'angle de frottement interne du sol;
 c la cohésion;
 σ la contrainte normale à la facette de discontinuité (ici la surface du micropieu) ;
 τ la contrainte de cisaillement, tangente à cette même surface.

Dans le cas présent, la section du micropieu est représentée par un octogone (figure 6.6a). Ainsi huit plans de discontinuité sont définis le long du fût du micropieu (figure 6.6b).

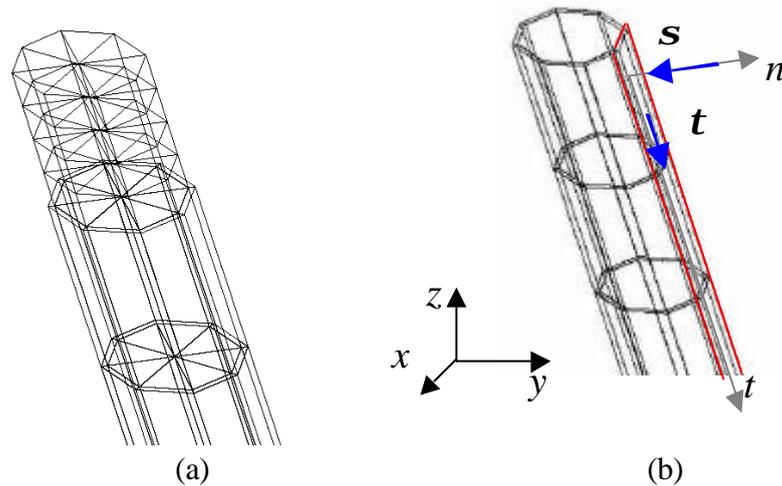


Figure 6.6 – Application du critère orienté dans la couche mince définissant le plan de cisaillement micropieu-sol. (CESAR-LCPC).

Un modèle élastique-parfaitement plastique, avec le critère orienté de Mohr-Coulomb est adopté dans la couche mince d'interface. Les paramètres mécaniques de la couche mince du sol sont résumés dans le tableau 6.5.

Tableau 6.5 – Caractéristiques mécaniques de la couche mince autour du micropieu

Module de Young, E (MPa)	Coefficient de Poisson, ν	Poids volumique, γ (kPa)	Angle de frottement, φ	Angle de dilatance, ψ	Cohésion effective, c' (kPa)
15 (soit $E = 3.E_M$)	0,33	22	33°	3°	1

On choisit une couche mince d'épaisseur 5 mm, ce qui correspond à $20 \times D_{50}$ du sable de Fontainebleau.

Le comportement des éléments du massif représentant la couche d'interface est sensible à la valeur de leur élancement (longueur/épaisseur). Dans cette application on a adopté un élancement variant entre 40 et 100. Ces valeurs sont dans la marge recommandée $25 < L/t < 1000$ par De Gennaro (1999).

Le module de Young du massif de sable ainsi que celui de la couche mince de l'interface sont égales à 3 fois le module de Ménard (Hadjadji, 1993). Quant au choix de l'angle de dilatance ψ , on a adopté une valeur conventionnelle pour les sables, soit 3° (Mestat, 1993).

6.3.5 Résultats des calculs

Contrairement à la première approche, par la méthode des fonctions de charge, la méthode des éléments finis permet d'étudier le comportement du massif du sol autour du micropieu. On présente dans cette partie la courbe de chargement vertical du double chevalet et particulièrement le comportement du sol entourant le micropieu incliné.

6.3.5.1 Courbe de chargement vertical du double chevalet de Saint Rémy-lès-Chevreuse

La figure 6.7 montre la comparaison de la courbe de chargement vertical du double chevalet de 4 micropieux obtenue par CESAR-LCPC à celle obtenue par les mesures sur le site du CEBTP.

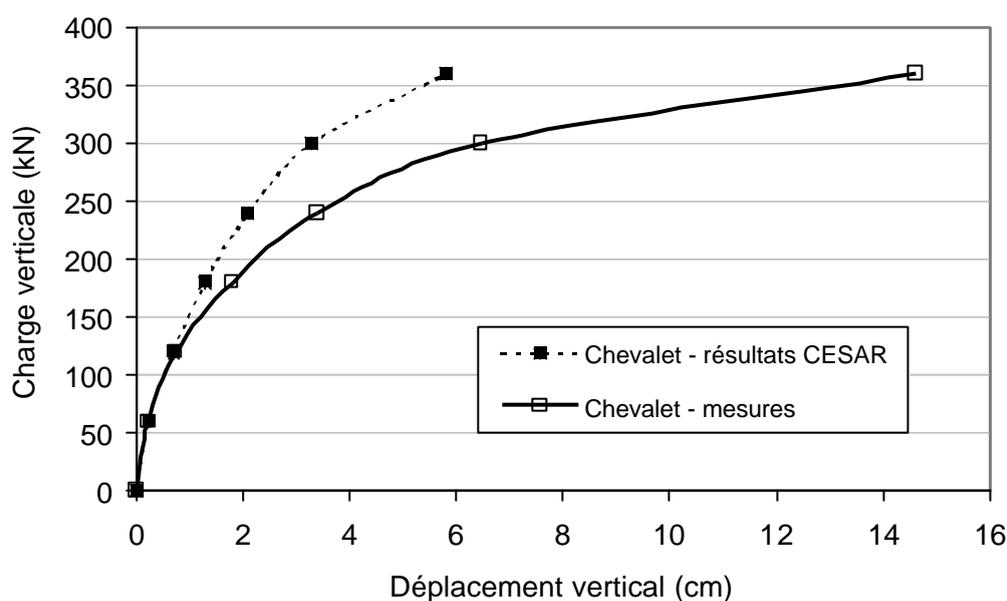


Figure 6.7 – Comparaison de la courbe charge verticale –déplacement vertical obtenue par CESAR-LCPC à celle mesurée sur le site de Saint Rémy-lès-Chevreuse.

Les résultats obtenus par l'approche de la méthode des éléments finis reproduisent correctement la courbe mesurée sur le site pour une charge verticale inférieure ou égale à 120 kN (soit, approximativement, le tiers de la portance totale du réseau élémentaire, estimée égale à 390 kN selon les mesures). Pour des charges plus élevées, on note une divergence entre les deux courbes: la courbe théorique est plus rigide que celle mesurée sur le site.

Cette divergence constatée pour les charges élevées pourrait être attribuée à de nombreux facteurs provoquant une différence entre les caractéristiques mécaniques et géométriques adoptées pour le modèle théorique du micropieu et celles de l'essai sur le site. On note, par exemple, que l'excavation des micropieux du double chevalet, a montré une certaine excentricité de l'armature par rapport à l'axe du forage.

6.3.5.2 Comportement du massif du sol entourant les micropieux

Les résultats fournis par le programme CESAR-LCPC nous permettent d'étudier plusieurs aspects du comportement du massif de sol.

Tassement du massif

La figure 6.8 montre les isovaleurs du tassement du massif du sol, observé pour le cas d'une charge verticale en tête égale à 60 kN.

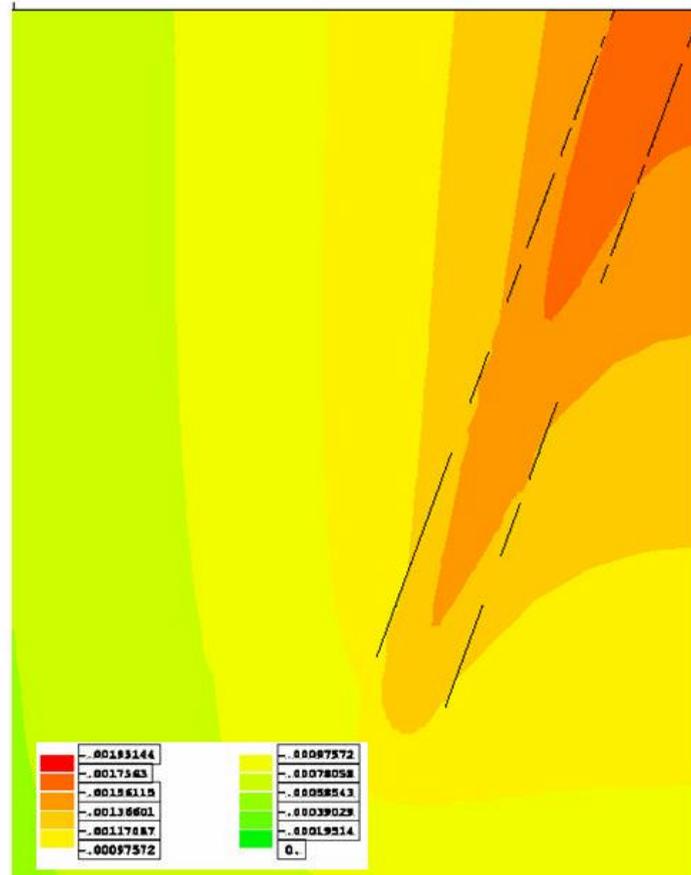


Figure 6.8 – Zones d'isovaleurs du tassement vertical du sol, visualisées dans une coupe verticale traversant le micropieu incliné (CESAR-LCPC).

Cette figure nous permet de visualiser le tassement du sol autour du micropieu. On s'intéresse essentiellement au sol sous le micropieu incliné ainsi que sous la semelle de liaison (on rappelle que la semelle de liaison n'est pas en contact avec le sol). La couche superficielle, comprise entre les micropieux inclinés, est la plus sollicitée sous chargement vertical, alors qu'en profondeur le tassement devient de plus en plus réduit ;

Mise en butée du sol

La charge appliquée en tête du réseau élémentaire de micropieux est reprise par les micropieux et transmise dans le sol. Cette transmission du micropieu au sol est principalement faite par développement des contraintes de frottement axial le long des micropieux, mais également par mise en butée du sol sous les micropieux. La figure 6.9 montre les courbes d'isovaleurs de la contrainte

verticale développée dans le sol pour une charge verticale en tête égale à 60 kN. Ces courbes sont observées dans un plan vertical traversant le micropieu incliné.



Figure 6.9 – Courbes d'isovaleurs de la contrainte verticale (σ_{zz}) développée dans le sol, visualisées dans une coupe verticale traversant le micropieu incliné (CESAR-LCPC).

Le tracé des isovaleurs de la contrainte verticale σ_{zz} met en évidence la mise en butée du sol sous les micropieux inclinés. Les couches de sol comprises entre les micropieux sont nettement plus sollicitées que le massif du sol entourant les micropieux.

La mise en butée du sol est plus importante pour les couches superficielles du sol, alors qu'en profondeur la mobilisation de la butée est moins importante.

6.5 – Conclusion

L'approche par la méthode des éléments finis nous a permis, en complément à la première approche par la méthode des fonctions de transfert de charge, d'examiner, quoique d'une façon plus qualitative que quantitative, le comportement du sol enserré sous les micropieux ainsi que le sol environnant.

La mise en butée du sol sous les micropieux est nettement amorcée en surface, donc au niveau de l'écartement minimal des micropieux. Quant aux couches de sol en profondeur, la mise en butée y est moins développée.

CONCLUSIONS GENERALES

CONCLUSIONS GENERALES

L'étude du comportement des micropieux, en groupe ou en réseau, soumis à des chargements verticaux ou horizontaux constitue l'objet principal de la présente thèse. Cette étude, divisée en trois parties, comporte:

- une recherche bibliographique citant les différentes recommandations en France ainsi que les méthodes de calculs actuelles des micropieux;
- une analyse des différents essais expérimentaux réalisés, dans le cadre du projet national FOREVER, sur des groupes et des réseaux de micropieux;
- enfin deux approches numériques : par la méthode des fonctions de transfert de charge et par la méthode des éléments finis, pour l'étude du comportement d'un groupe et d'un réseau élémentaire de 4 micropieux disposés en double chevalet.

Malgré la diversité et le développement rapide des micropieux, cette technique de fondation profonde est généralement calculée par des méthodes empiriques, notamment pour le cas des réseaux.

En France, le document technique unifié (DTU 13-2, 1991) et le Fascicule 62 Titre V (1993) proposent des méthodes de calculs des micropieux, et sont respectivement destinés aux domaines du bâtiment et des ouvrages de génie civil. En Europe, le projet de norme européenne pour les micropieux (CEN TC 288, 2002) propose des recommandations d'exécution. Aux Etats-Unis, la société des autoroutes (FHWA) a publié des recommandations de calcul et d'exécution des micropieux (Armour et al., 2000). Au niveau international, l'International Workshop on Micropiles (IWM) assure, depuis sa création en 1997, un lien entre les différents chercheurs qui travaillent sur l'étude du comportement des micropieux.

Les méthodes de calcul, présentées dans le deuxième chapitre de ce mémoire, concernent les micropieux isolés, disposés en groupe ou en réseau, et soumis à un chargement statique vertical ou horizontal. On y distingue les méthodes numériques et les méthodes simplifiées. Si les micropieux isolés ou en groupe sont calculés d'une façon analogue aux pieux (méthode des fonctions de transfert de charge, méthode des éléments finis,...), les réseaux de micropieux le sont moins car leur comportement est plus complexe.

On distingue deux catégories de méthodes de calcul des réseaux de micropieux. La première catégorie consiste à considérer les micropieux comme des éléments isolés avec des éventuelles interactions simples entre eux (sans tenir compte de l'enserrement du sol). La deuxième catégorie tient compte de l'enserrement du sol et considère le système 'réseau de micropieu + sol' comme un bloc monolithique. Les méthodes de calculs de cette catégorie sont généralement empiriques.

Les résultats expérimentaux du projet national FOREVER ont montré un effet de groupe positif ($C_e > 1$) pour des groupes chargés verticalement et comportant un grand nombre de micropieux élancés. Cet effet est essentiellement dû à la densification du sol (résultant de la mise en place des micropieux). L'effet de groupe apparaît optimal pour une valeur de l'entr'axe relatif S/B entre les micropieux comprise entre 2,5 et 4. Il est évident que la densification du sol peut être améliorée par certaines méthodes de mise en place des micropieux plutôt que par d'autres, toutes choses égales

par ailleurs. Ainsi dans les sables lâches, des micropieux de type foré-injecté ou de type battu ou foncé sont susceptibles de développer un bon frottement latéral.

Quant au cas du chargement horizontal, les effets de groupe sont tout à fait semblables à ceux que l'on connaît pour les pieux de diamètre usuel. La résistance 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 micropieux avant sur les micropieux arrière. Les essais expérimentaux ont également montré que les micropieux refoulant le sol présentent une meilleure rigidité au chargement horizontal que les pieux ne refoulant pas le sol.

L'analyse des essais de chargement des réseaux, réalisés dans le cadre du projet national permettent d'affirmer qu'un réseau de micropieux, quel qu'en soit le nombre, a un meilleur comportement sous charge horizontale qu'un groupe équivalent. 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 épingleage du sol possible. Dans les sols granulaires denses, il semble qu'un effet de réseau positif ne puisse pas être obtenu.

L'approche par la méthode des fonctions de transfert de charge, présentée dans le chapitre 5, montre 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. Il est toutefois utile 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;
- 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.

Les résultats des calculs par la méthode des fonctions de transfert de charge montrent que l'inclinaison des micropieux, dans un réseau élémentaire, implique une augmentation des sollicitations internes dans les micropieux chargés verticalement. Le programme GOUPEG a permis de déterminer la part de la charge verticale reprise par frottement axial, en fonction de la valeur de la charge appliquée et de l'angle d'inclinaison des micropieux. Le reste de la portance est assuré par la mise en butée du sol sous les micropieux.

D'une façon analogue au cas du chargement vertical, le programme GOUPEG a également permis de déterminer la part de la charge horizontale reprise par réaction transversale, en fonction de la valeur de la charge appliquée et de l'angle d'inclinaison des micropieux. Le reste de la portance horizontale est assuré par la mobilisation des efforts de frottement axiaux le long des micropieux.

L'étude paramétrique, présentée dans le chapitre 5, mettent ainsi en valeur la reprise des charges appliquées en tête des micropieux par la mobilisation d'efforts "quasi-orthogonaux" complémentaires dans le sol (efforts axiaux pour les charges horizontales et efforts transversaux pour les charges verticales).

Les résultats fournis par la méthode des éléments finis, présentés dans le dernier chapitre, mettent en évidence la mise en butée du sol sous les micropieux inclinés. Les couches de sol comprises entre les micropieux sont nettement plus sollicitées que le massif du sol entourant les micropieux. Ces résultats nous donnent un complément utile à la première approche par la méthode des fonctions de transfert de charge. Les résultats de cette approche sont toutefois plus qualitatifs que quantitatifs, et méritent d'être approfondis et complétés dans les recherches futures

Références

Références

Alonso E. et Casanova J. (1991). Fondations par micropieux d'un immeuble au-dessus de structures souterraines existantes. Proceeding of the International Conference on Deep Foundation, Edition Press Ponts et Chaussées, Paris.

Amar S. (1993). Les micropieux. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Rapport interne du P. N. Forever, 21 pages.

Armour T., Groneck P., Keeley J. et Sharma S. (2000). Micropile - Design and construction guidelines. Implementaion manual. Publication FHWA-SA-97-070.

Arslan U., Katzenbach R. et Reul O. (1997). A numerical study of the soil-structure-interaction of a combined pile-raft foundation on loose sand in Berlin, Proceedings 7th International deformations of foundations and Embankments, vol. 2, pp. 1650-1671.

Baker C.N., Azam I.T. et Joseph L.S. (1994) Settlement analysis for 450 meter tall KLCC towers, Proceedings Settlement 94, vertical and horizontal deformations of foundations and Embankments, vol. 2, pp. 1650-1671.

Bangratz J.L. (1982). Calcul élastique non-linéaire de pieux. analyse et programmation. Laboratoire Régional de l'Est Parisien. Rapport interne du P. N. Forever. 69 pages.

Baguelin F. Carayannacou-Trézos S. et Frank R. (1979). Réaction latérale des pieux: effets de forme et effets tridimensionnels. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°104, nov.-déc., pp.33-47.

Baguelin F., Frank R. et Jezequel J.F. (1982). Parameters for friction piles in marine soils. Second international Conference on Numerical Methods in Offshore piling. University of Texas, Austin, pp. 197-214.

Baguelin, Frank et Jezequel (1975) "Quelques résultats théoriques sur l'essai d'expansion dans les sols et sur le frottement latéral des pieux", Bull. Liaison Labo. P. et Ch. n°78, juil.-août, pp. 131-136

Baguelin, Frank et Saïd (1977). Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. Géotechnique 27, N°3, pp 405-434.

Baguelin F., Jézéquel J. F. et Shields D.H. (1978). The pressurimeter and foundation engineering. Trans Tech Publications.

Banerjee P. et Davies T. (1978). The behavior of axially and laterally loaded single piles embedded in non-homogeneous soils. Géotechnique, London, 28 (3), pp. 309-326.

Benslimane A. (1998). Seismic Behavior of Micropile Systems – Centrifuge Model Studies, Ph.D. dissertation, Polytechnic University, New York.

Berardi G. et La Magna A. (1984). Le projet du réseau de pieux. Procédés du colloque international du renforcement en place des sols et des roches, ENPC, Paris, pp.33-38.

Berardi R. (1996). A design for the 'reticulated pile structure' for the stabilization of slopes and excavations. Earth reinforcement, Ochiai, Yasufuku & Omine, Balkema, Rotterdam, pp. 735-740.

Bonnet G., Flis P.O., Gangneux P., Plumelle C. et Serrai K. (1998). Expérimentation en vraie grandeur sur réseaux de micropieux. Essais de chargements verticaux et horizontaux. Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/11.

Borel S. (1998). Le calcul tridimensionnel du tassement des groupes de pieux. Journées d'étude sur la pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique, Paris, 25-26 novembre. 15 pages.

Borel S. (2000). Validation du dimensionnement d'un groupe de deux micropieux sous chargement latéral. Etude expérimentale et calcul du comportement d'une fondation antibruit. Rapport interne du P. N. Forever N°FO/98-99/02.

Bowles J. (1996). Foundation analysis and design. Fifth edition. McGraw Hill, New York.

Bransby M.F. (1999). Selection of p-y curves for the design of single laterally loaded piles. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, n°23, pp.1909-1926.

Briaud J.L. (1997). Sallop: Simple Approach for Lateral Loads On Piles. Journal of geotechnical and geoenvironmental Engineering, vol. 123, n°10, october, pp.958-964.

Brødbæk C. (1998) 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, 58 pages + 9 annexes.

Brown D. et Kumar M. (1989). p-y curves for laterally loaded piles derived from three-dimensional finite element model. NUMOG III. Proceedings of the 3rd International Symposium, Niagara falls, Canada, 8-11 may, pp. 683-690

Brown D. et Shie C. (1990). Three dimensionnal finite element model of laterally loaded piles. Computers and geotechnics, vol. 10, n°1, pp.59-79.

Brown D., Morrison C. et Reese L. (1988). Lateral load behavior of pile group in sand. Journal of geotechnical Engineering, ASCE, 114 (11), pp. 1261-1276.

Brown D.A. et Chancellor K. (1997). Instrumentation, Monitoring and Analysis of the Performance of a Type-A INSERT Wall, Littleville, Alabama. Auburn University, Alabama, Final Report RP-930-335, 105 p.

Brown et Shie (1991). Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile. Computer and Geotechnics, Vol. 12, N°2, pp.149-162.

Bruce D. et Juran I. (1997). Drilled and grouted micropiles : State of practice review. Publication FHWA-RD-96-017.

Bruce D., DiMilio Al F. et Juran I. (1995). A primer on micropiles. Civil Engineering. Décembre.

Bustamante & Doix (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 140, Novembre-Décembre.

Cadilhac F. (1982). Micropieux – Méthodes d'exécution et de dimensionnement. Etude bibliographique. LREP, Rapport interne du P. N. Forever .

Cantoni R., Collotta T. et Ghionna V.N. (1989). A design method for reticulated micropile structures in sliding slopes. Ground Engineering, may, pp.41-47.

CEN TC 288 (2002). Projet de norme Européenne. Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Micropieux.

Cete – Setra (1986). Les micropieux. Ministère de l'urbanisme du logement et des transports.

Chammas R. (1999). Etude sur le comportement des groupes et des réseaux de micropieux. Mémoire de DEA, Laboratoire 3S de Grenoble, juin, 47 pages + 4 annexes.

Chow Y. (1986). Analysis of vertically loaded pile groups. International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol. 10, pp.59-72.

COPREC (1982). Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des micropieux Type II.

Cox et al. (1984). 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.

D.T.U. 13-2 (1978). Travaux de fondations profondes pour le bâtiment.

D.T.U. 13-2 / Additif (1991). Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Additif. Modification n°2 au cahier de charges du DTU 13-2 de juin 1978.

Davis et Le Massurier (1997). Soil/nail interaction mechanisms from large direct shear tests. Ground Improvement Geosystems Densification and Reinforcement. Proceedings of the 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems. London 3-5 June.

Davisson M.T. (1970). Lateral load capacity of piles, High Research Record, n°333, pp. 104-112.

de Buhan P. (2001). Modèle biphasique de matériau renforcé avec prise en compte de l'interaction sol-inclusion . Rapport interne du P. N. Forever N°FO/98-99/04.

de Buhan P. et Maghous S. (1997). Application d'un modèle de plasticité homogénéisée au calcul des ouvrages renforcés par réseaux de micropieux. Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/07.

de Buhan, P. et Maghous, S. (1996). Application d'une méthode d'homogénéisation au calcul des ouvrages renforcés par réseaux de micropieux 1ère phase : cas élastique, thème 3.6. Rapport interne du P. N. Forever No FO/95/06.

De Gennaro V. (1999). Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Degny E. et Romagny J.C. (1989). Calcul des efforts et déplacements dans les groupes de pieux : le programme GOUPIL. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n°162, juillet-août, pp. 3-24.

Desai C., Johnson L. et Hargett C. (1974). Analysis of pile-supported gravity lock. ASCE, vol. 100, n° GT9, pp.1009-1029.

Dubreucq T. (1998). Renforcement du sol par micropieux. Chargement vertical de réseaux de micropieux en centrifugeuse. Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/10.

Dubreucq, T., Garnier, J., et Favraud C., (1995). Effet de groupe sous charge axiale. Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/06.

Durot, D. et Plumelle, C. (1996). Expérimentation en vraie grandeur de réseaux de micropieux. Etude de faisabilité. Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/02.

Ellison R., D'Appolonia E. et Thiers G. (1971). Load deformation mechanism for bored piles. ASCE, vol.97, No. SM4, pp.661-678.

El-Mossallamy Y., Franke E. (1997). Numerical Modelling to stimulate the bahaviour of piled raft foundations. Publié par les auteurs. Darmstadt. Allemagne.

Estephan R. et Frank R. (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 du P. N. Forever N°FO/98-99/06.

Fascicule 62-Titre V (1993). Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Centre des techniques d'ouvrage d'art, Cahier de clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports.

- Fiorotto R. (2000). Micropiles – Design, uses and construction techniques. Casagrande.
- Foerster, E. et Modaressi, H. (1995). Modélisation en éléments finis des réseaux ou des groupes de micropieux. Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/04.
- Foerster, E. et Modaressi, H. (1996). Modélisation par éléments finis des réseaux ou des groupes de micropieux, thème 3.6. Rapport interne du P. N. Forever No FO/95/04 et FO/96/01.
- Foray P. et Estephan R. (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 du P. N. Forever N°FO/98-99/09, 11 pages.
- Foray, P., Branque, D., Maire du Poset A. et Nguyen Tri (1995). Etude des groupes de micropieux sous charge axiale en chambre d'étalonnage. Rapport interne du P. N. Forever No FO/94/13.
- FOREVER (2002). Document de synthèse et de recommandations du Projet national de recherche sur les micropieux FOREVER (1993-2001), IREX, septembre, 301 pages.
- Forzano, B. (2001). Effet de l'enchevêtrement sur le comportement des réseaux de micropieux. Rapport interne du P. N. Forever, Laboratoire 3S
- Francis R., Canou J., Dupla J.C. et Le Kouby A. (1999). Comportement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage sous chargement vertical monotone et cyclique : application aux effets de groupe. Rapport interne du P. N. Forever FO/97/06.
- Francis, R., Canou, J. et Dupla, J.C. (1996). Essais de chargement de micropieux modèles isolés et en groupe en mini- chambre d'étalonnage, thèmes 1.3 et 2.3. Rapport interne du P. N. Forever No FO/94/14.
- Francis, R., Canou, J., Dupla J.C. et Le Kouby A. (1997). Essais de chargement de micropieux modèles instrumentés en chambre d'étalonnage : mise en évidence des effets de groupe. Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/04.
- Frank R. et Zhao S.R. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. Bulletin de liaison Laboratoire Ponts et Chaussées, n°119, pp. 17-24.
- Frank R., Guénot A. et Humbert P. (1980). Etude par éléments finis de quelques critères de plasticité orientés. Méthodes numériques dans les sciences de l'ingénieur (2nd international congress), Dunod, Paris, pp. 765-775.
- Frank, R. et Maléki, K. (1995). Analyse des groupes de micropieux par approche semi-analytique, thème 2.6. Rapport interne du P. N. Forever No FO/95/01.
- Gambin M. (1963). Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. Sols-soils, n°7, pp.11-31.

Gangneux P. et Plumelle C. (1999). Expérimentations en vraie grandeur sur des micropieux isolés, en groupes et en réseaux sur le site de St Rémy-les-Chevreuse. Excavation du massif après la réalisation des essais de chargement. Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/12.

Gangneux P. et Plumelle C. (1997) "Expérimentation en vraie grandeur de réseaux de micropieux. Exécution des micropieux". Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/09.

Garnier (2001) Modèles physiques en géotechnique : étude des connaissances et évolutions récentes. Conférence 1^{ère} biennale Coulomb.

Georgiadis M. et Anagnostopoulos C. (1997). Design of underpinning piles to control monument settlement. Geotechnical Engineering for the preservation of monuments and historic sites, Viggiani (édition), Balkema, Rotterdam, pp.453-456.

Hadjadji T. (1993). Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Haza E., Garnier J., Favraud C. et Thétiot N. (2001) Etude expérimentale de la portance de réseaux de micropieux en modèles réduits centrifugés – Deuxième série d'essais. Rapport interne du P. N. Forever N°FO/98-99/07.

Haza E., Garnier J., Favraud C. et Thétiot N. (2002) Etude expérimentale de la portance de réseaux de micropieux en modèles réduits centrifugés – Troisième série d'essais. Rapport interne du P. N. Forever N°FO/98-99/10.

Hirayama H. (1990). Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer function. Soils and foundation, vol. 30, n°1, pp.55-64.

Ho, C.L. et Coyne, A.G. (1996). Essais de modèles de micropieux en boîte de cisaillement direct. Rapport interne du P. N. Forever No FO/95/02.

Ito T. et Matsui T. (1975). Methods to stabilize lateral force acting on stabilising piles. Soils and Foundations, vol. 15, n°4.

Ito T. et Matsui T. (1977). The effect of piles in a row on the slope stability. Proceedings of the IX ICSMFR, Tokyo.

Janbu N. (1954). Stability analysis of slopes with dimensionless parameters, Harvard Soil Mechanics, Series 46.

Janbu N. (1973). Slope stability computations. Embankment Dam engineering, Ed. Wiley & Sons.

Jeong S., Kim S. et Briaud J.L. (1997). Analysis of downdrag on pile groups by finite element method. Computers and geotechnics, volume 21, n°2, pp.143-161.

- Juran I., Benslimane A. et Bruce D. (1997). Slope stabilisation by micropile reinforcement. Landslides Balkema. Rotterdam. Senneset editions, pp.1715-1726.
- Juran I., Benslimane A. et Hanna S. (2001). Engineering Analysis of the Dynamic Behavior of Micropile Systems, Transportation research Record, 1772, Paper No. 01-2936, pp. 91-106.
- Katzenbach R. et Arslan U. (1995). Foundations of tall buildings in Frankfurt clay and Frankfurt Limestone, Proceedings International Symposium 70 years of Soils Mechanics, Istanbul.
- Kay S., Kolk H. et Van H. (1983). Site specific design of laterally loaded piles. Proceedings of conference on geotechnical practice in offshore engineering, Austin, Texas, pp. 557-580.
- Kulhawy F. et Mason J. (1995). 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.
- Lane P. A. et Griffiths D.V. (1988). Elastoplastic analysis of laterally loaded piles. Numerical Methods in Geomechanics and Foundation Engineering, vol. 2, pp.46-51.
- Le Kouby A., Canou J. et Dupla J.C. (2001). "Etude comparative du comportement mécanique de groupes et de réseaux de micropieux modèles en chambre d'étalonnage". Rapport interne du P. N. Forever N°FO/98-99/05.
- Ledoux J.L. (2001). Renforcement de piles du pont de pierre de Bordeaux par micropieux. Rapport interne du P. N. Forever N° FO/95/09.
- Lee C.(1993). Pile group settlement analysis by hybrid layer approach. Journal of Geotechnical Engineering division, ASCE, vol. 119, n°6, pp.984-997.
- Lee S., Chung C. et Kim M. (1993). The optimum installation angle of reticulated root piles. pp. 1103-1106.
- Lemieux N. (1998). Etude expérimentale des groupes et réseaux de micropieux en chambre d'étalonnage. Rapport de stage, Université Laval / INP Grenoble
- Leung C. et Chow Y. (1987). Response of pile groups subjected to lateral loads. International Journal for numerical analysis methods in geomechanics, vol. 11, pp.307-314.
- Lieng (1988). Behavior of laterally loaded piles in sand. Large scale model tests. PhD dissertation department of civil engineering deutung veroffentl. Inst. F. Bodenmech. 66, Karlsruhe.
- Lizzi et Carnevale (1979). Les réseaux de pieux racines pour la consolidation des sols. Aspects théoriques et essais sur modèles, Colloque Fondations Profondes, Paris, pp. 317-324.
- Lizzi F. (1977). Practical engineering in structurally complex formations (the in-situ reinforced earth). The international Symposium on the geotechnics of structurally complex formations. Capri.

- Lizzi F. (1978). Reticulated root piles to correct landslides, Proceedings, ASCE Annual Meeting, Chicago.
- Lizzi F. (1982a). The 'pali radice' (root piles) – A state of the art report. Symposium on recent developments in ground improvement Techniques. Bangkok.
- Lizzi F. (1982b). The static restoration of monuments. Basic criteria – case histories – strengthening of buildings damaged by earthquakes. Sagep publisher.
- Lizzi F. (1983). The 'reticolo di pali radice' (reticulated root piles) for the improvement of soil resistance. Physical aspects and design approaches. VIII ECSMFE, Helsinki 1983, Improvement of ground, pp.521-524.
- Lo (1967). Discussion to paper by Y.O. Beredugo. Canadian Geotechnical journal, Volume 4, pp. 353-354.
- Maleki K. (1995). Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Maléki K. et Frank R. (1994). Groupes de pieux chargés axialement. Rapport interne du P. N. Forever N°FO/93/06.
- Maléki K., Frank R. et Maurel C. (1995). Etude de l'effet de groupe sous charge axiale (Expérimentation de Rueil-Malmaison). Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/02.
- Maleki K. et Frank R. (1997). Une approche pour le calcul des groupes de micropieux chargés axialement. Compte rendus du 14ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Vol2, Balkema, Hambourg.
- Mandolini A. et Viggiani C. (1997). Settlement of piled foundations. Géotechnique., vol. 47, n° 4, pp.791-816.
- Marcouyre, M. (1998) Etude du comportement des groupes et réseaux de micropieux dans le sable. Rapport de stage de Maîtrise de Mécanique, Université Joseph Fourier, Grenoble
- Matlock H. et Reese L. (1960). Generalised solutions for laterally loaded piles. Journal of soil mechanics and foundations, ASCE, n°86, octobre, pp. 63-91.
- McNulty J.F. (1956). Thrust loading on piles. Journal of soil mechanics and foundation division. ASCE, vol. 82, SM4.
- Ménard L. (1962). Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement, Sols-soils, n°3, pp. 9-23.

- Mestat Ph. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Guide Technique du LCPC (GT 52).
- Mestat Ph. (1999). Modélisation des fondations profondes. Ouvrages en interaction. Edition Hermès. pp.69-126.
- Meyerhof G., Mathur S. et Vamsankar A. (1981). Lateral resistance and deflections of rigid walls and piles in layered soils. Canadian geotechnics Journal, Ottawa, 18 (2), pp.159-170.
- Mindlin R. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. Physics, vol 7, pp.195-202.
- Muktadir A. et Desai C. (1986). Three dimensionnal analysis of pile group foundation. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol. 10, pp.41-58.
- O'Neill M. (1977). Analysis of three-dimensional pile group with non-linear response and pile-soil-pile interaction. Offshore Technology Conference.
- O'Neill (1983). Group action in offshore piles. Proceedings. ASCE Conference, Geotechnical Practice in offshore Engineering, Austin, pp. 25-64.
- O'Neill M., Ghazzaly O. et HA H. (1977). Analysis of three dimensionnal pile groups with non-linear soil response and pile-soil-pile interaction. Proceeding of the 9th offshore technology conference, Houston, Texas, pp.245-256.
- Ottaviani M. (1975). Three dimensional finite element analysis of vertically loaded pile froups. Géotechnique, vol. 25, n°2, pp.159-174.
- Ousta R. (1998). 'Étude du comportement sismique des micropieux', Thèse de doctorat à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, France.
- Patra N. et Pise P. (2001). Ultimate lateral resistance of pile groups in sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, june, pp.481-487.
- Pello T., Plumelle, C. et Raynaud D. (1995). Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Réalisation des micropieux. Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/05.
- Perlo S. et Frank R. (1997). Analyse du comportement de micropieux isolés et en groupe : Site expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (Essais réalisés en 1995). Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/05.
- Perlo S., Degny E. et Frank R. (1998). 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 du P. N. Forever No FO/97/04.

Plumelle C. (1985). Renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux. *Revue Française de Géotechnique*, n°30, 1^{er} trimestre, pp.29-57.

Plumelle C. et Raynaud D. (1996). Essais de chargement des micropieux isolés et des groupes. Rapport interne du P. N. Forever No FO/95/03.

Plumelle, C., Pello, T. et Raynaud, D. (1995). Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Construction du site d'essais. Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/01.

Poulos H. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. *Géotechnique*, vol. 18, pp.449-471.

Poulos H. (1971a). Behavior of laterally loaded piles. I: single piles. *Journal of soil mechanics and foundations div. ASCE*, 97 (5), pp. 711-731.

Poulos H. (1971b). Behavior of laterally loaded piles. II: pile groups. *Journal of soil mechanics and foundations div. ASCE*, 97 (5), pp. 733-751.

Poulos H. (1972). Behavior of laterally loaded piles. III: socketed piles. *Journal of soil mechanics and foundations div. ASCE*, 98 (4), pp. 341-360.

Poulos H. (1992). Analytical geomechanics in foundation engineering - a study of laterally loaded piles. Research report N°R667. Centre for geotechnical research, the university of Sydney.

Poulos H. (1999). Approximate computer analysis of pile groups subjected to loads and ground movements. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, n°23, pp. 1021-1041.

Poulos H. (1999). Design of slope stabilizing piles. Research report N°R784. Centre for geotechnical research, The University of Sydney.

Poulos H. et Davis E. (1990). *Pile foundation analysis and design*. Robert Krieger publishing company. Florida.

Preesley J. et Poulos H. (1986). Finite element analysis of mechanisms of pile group behaviour. *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol.10, pp. 213-221.

Randolph M. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. XIII International Symposium of Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, pp.61-82.

Randolph M. et Wroth C. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE*, vol. 104, n°GT12, pp.1465-1488.

Rault et Noblet (2000) *Compte rendu des essais de chargement en centrifugeuse de réseaux de micropieux – simulation des essais Lizzi*

Rault G., Favraud C., Garnier J. (1996) Compte rendu d'essais de chargement vertical de chevalets. Effet de l'inclinaison des pieux. Note interne au PN Forever, juin 1996, 7 pages.

Recommandations CLOUTERRE (1991) pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, 1991, 268 p.

Reese et al. (1994). Documentation of computer program GROUP. Analysis of a group of piles subjected to axial and lateral loading. Ensoft, Inc., Austin, Texas, 370 pp.

Reese L. et Cox W. (1969). Soil behavior from analysis of tests of uninstrumented piles under lateral loading. Performance of deep foundations, ASTL STP 444, pp.160-176

Remaud D. (1999). Pieux sous charges latérales: étude expérimentale de l'effet de groupe. Thèse de doctorat de l'Université de Nantes.

Schad H. (1992). Numerical analysis of multi-storey buildings founded on Frankfurt clay. Proceedings of the 2nd Czechoslovak Conference on numerical Methods in Geomechanics, Prague.

Schmidt (1981). Group action of laterally loaded bored piles. Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, pp.833-837.

Schmidt (1985). Horizontal load tests on files of large-diameter bored piles. Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, pp.1569-1573.

Shahrour I. et Ata N. (1995). Calcul des groupes de micropieux à l'aide de la méthode des modules de réaction (p-y). Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/10.

Shahrour I. et Ata N. (1996). Construction numérique des courbes de réaction (p-y) pour les groupes de micropieux : vérification sur les calculs tridimensionnels. Rapport interne du P. N. Forever No FO/95/07.

Shahrour I. et Ata N. (1997). Etude du comportement des micropieux sous chargement latéral avec prise en compte du couplage fluide-squelette. Rapport interne du P. N. Forever No FO/96/06.

Shahrour I., Sadek M. & Ousta R. (2001). "Three-dimensional finite element modeling of the seismic behavior of micropiles used as foundation support elements" Transportation Research Record, J. of the Transportation Research Board, Record 1772, pp. 84-90.

Shahrour, I. et Ata, N. (1994). Analyse du comportement d'un pieu isolé incliné, thème 1.6. Rapport interne du P. N. Forever No FO/93/03.

SOLETANCHE (1980). Document sur l'application des micropieux.

Sudret B. de Buhan P. (1998). Modèle multiphasique de matériau renforcé. Application aux réseaux de micropieux. Rapport interne du P. N. Forever No FO/97/03.

Sun K (1994). Laterally loaded piles in elastic media. *Journal of geotechnical engineering*, vol. 120, n°8, pp.1324-1344.

Trochanis A., Bielak J. et Christiano P. (1991a). Three dimensional nonlinear study of piles. *ASCE*, vol 117, No. GT3, pp.429-447.

Trochanis A., Bielak J. et Christiano P. (1991b). Simplified method for analysis of one or two piles. *ASCE*, vol 117, No. GT3, pp.448-466.

Van Impe W. F. (1997). Développements récents des techniques de fondation. XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg.

Vesic (1969). Experiment with Instrumented pile groups in sand. *ASTM Special Technical Publication No. 444*, pp. 172-222.

Vetter K. (1998) Untersuchungen zum traverhalten der kombinierten pfahlplattengrundung des Messeturms in Frankfurt am Main auf der basis von messungen und nimerischen computersimulationen, TU Darmstadt – Diplomarbeit, 190 pages.

Viggiani C. (1981). Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides. *Proc. XICSMFE, Balkema*, pp 555-560.

Wakai A., Gose S. et Ugai K. (1999). 3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading. *Soils and Foundations*, vol. 39, n°1, fevrier, pp.97-111.

Youssef E. (1994). Etude théorique et expérimentale du flambement des pieux. Thèse de doctorat de l'ENPC, décembre, 255 pages.

Yegian M. et Wright S. (1973). Lateral soil resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays. *Proceedings of the 5th annual offshore technical conference*, Houston, Texas, pp. 663-676.

Zaman M., Najjar Y. et Muqtadir A. (1993). Effect of cap thickness and pile inclination on the response of a pile group foundation by a three-dimensional nonlinear finite element analysis. *Computers and Geotechnics*, vol. 15, pp. 65-86.

Zhang L., Mc Vay M.C. & Lai P. (1998). Centrifuge testing of vertically loaded battered pile groups in sand. *Geotechnical testing journal*, Vol. 21, No. 4 1998, pp. 281-288.

Zhang L., McVay M. et Lai P. (1999). Numerical analysis of laterally loaded 3×3 to 7×3 pile groups in sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, novembre, pp. 936-946.

Annexes

ANNEXES

Annexe A-1 : Classification informative des micropieux selon le projet de norme européenne (CEN TC 288, 2002)

Tableau A-1.1 – Classification des micropieux forés

Méthode de forage	Type d'armature	Méthode d'injection	Type de coulis	Options
Forage rotatif Forage en roto- percussion Benne preneuse, trépan ou soupape	Cage d'armature	Injection gravitaire, bétonnage	Coulis, mortier ou béton	tubage
		Injection en une seule passe avec un tubage temporaire	Coulis ou béton	
	Élément porteur	Injection gravitaire	Coulis ou mortier	tubage
		Injection en une seule passe avec un tubage temporaire, un élément porteur, ou un tube à manchettes	Coulis ou mortier	
		Injection en plusieurs passes avec un tube à manchettes	Coulis	
	Tubage permanent (avec ou sans cage d'armature)	Injection gravitaire ou bétonnage	Coulis, mortier ou béton	Base élargie
Forage à la tarière creuse continue	Cage d'armature	Bétonnage par la tige creuse de la tarière	Coulis, mortier ou béton	

Tableau A-1.2 – Classification des micropieux foncés

Type / Méthode	Matériaux / Tubage	Section / Armature du micropieu	Options / Injection
Préfabriqué	Béton armé Acier ou fonte	Pleine	Injection autour du fût
		Tube ouvert	Injection autour du fût
		Tube fermé	Remplissage avec du coulis, du mortier ou du béton avec ou sans injection autour du fût
		Profilés	Injection autour du fût
Moulé en place	Tubage temporaire	Cage d'armature	Injection gravitaire Injection en une seule passe avec un tubage
		Élément porteur	Injection gravitaire, bétonnage Injection en une seule passe avec un tubage Injection en une seule passe avec un tube à manchettes Injection en plusieurs passes avec un tube à manchettes
	Tubage permanent	Cage d'armature	Bétonnage à sec, avec ou sans élargissement de la base

Annexe A-2 : Classification des micropieux (Bruce et Juran, 1997)

Deux classifications des micropieux sont reconnues aux Etats-Unis.

La première concerne le mode de comportement des micropieux et est pratiquée pour le dimensionnement des micropieux. On y distingue deux types: cas 1 ("case 1") et le cas 2 ("case 2").

Le cas 1 est relatif aux micropieux qui sont chargés directement. La majorité de la charge étant prise par l'armature du micropieu. Ce premier type concerne 90% des applications des micropieux dans le monde (Armour et al., 2000).

Le cas 2 est relatif aux micropieux réticulés dans le sol en réseau ("reticulated pile network") et qui forment ainsi un matériau composite (sol renforcé) qui résiste à la charge appliquée.

Les figures A-2.1 et A-2.2 montrent des exemples de chacun de ces deux types.

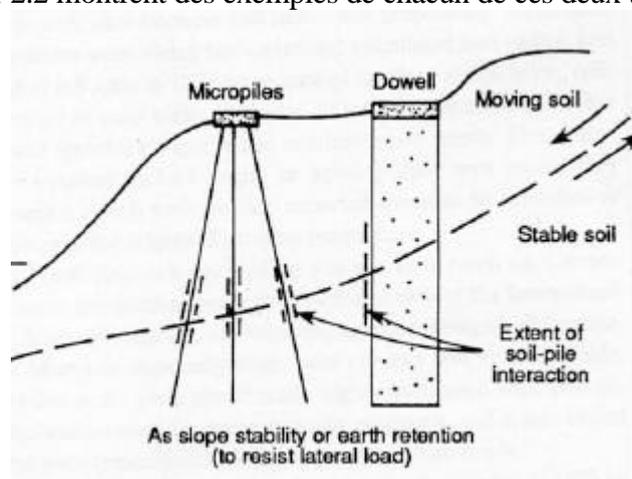


Figure A-2.1 – Exemples d'applications de micropieux du type cas 1.

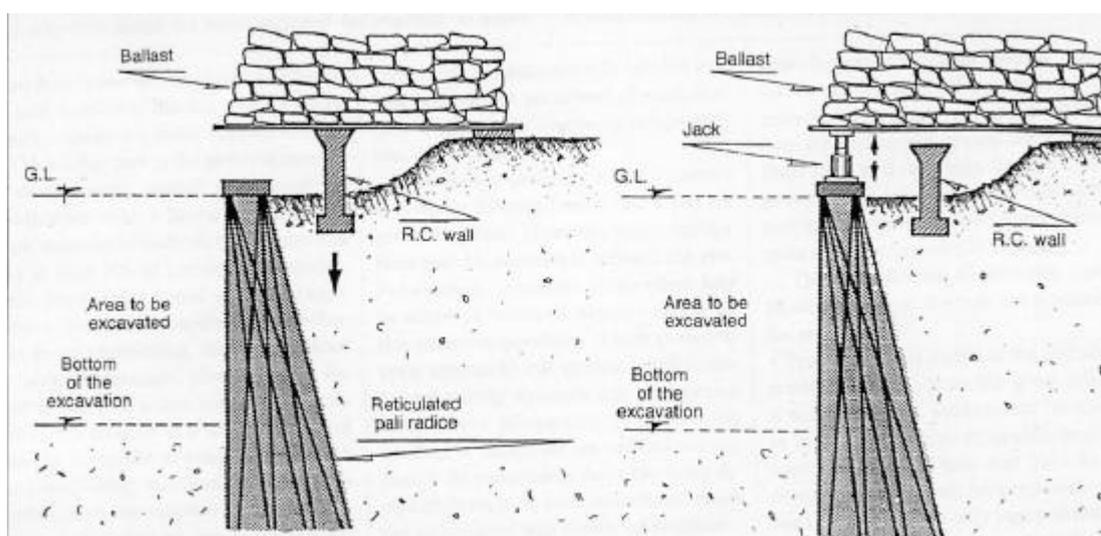


Figure A-2.2 – Exemples d'applications de micropieux du type cas 2.

La deuxième classification est une reprise détaillée de la classification reconnue en France. Le tableau A-2.1 résume les définitions des 4 types (A, B, C et D) de cette classification qui distingue la méthode de mise en place du micropieu dans le sol.

Tableau A-2.1 – Classification des micropieux selon leur méthode de mise en place.

Type de micropieu et mise en place du mortier ou du coulis	Sous - type	Tubage du forage	Ferrailage	Mortier / coulis
Type A Mise en place gravitaire	A1	Temporaire ou non continu	Aucun, monotige, cage, tube, section de profilé	Mortier de ciment/sable ou coulis de ciment, mis en place gravitairement
	A2	Permanent, continu le long du fût	Tubage	
	A3	Permanent, partie supérieure du fût	Tubage dans la partie supérieure, tige ou tube dans la partie inférieure (possibilité de prolongation sur la longueur totale)	
Type B Injection sous pression	B1	Temporaire ou non continu	Monotige ou tube (rarement des cages dues à leur faible capacité)	Mise en place gravitaire de coulis de ciment. Injection sous pression (<1MPa) lors du retrait du tubage.
	B2	Permanent, partiel	Tubage	
	B3	Permanent, partie supérieure du fût	Tubage dans la partie supérieure, tige ou tube dans la partie inférieure (possibilité de prolongation sur la longueur totale)	
Type C Coulis primaire gravitaire, suivi d'une injection secondaire globale sous pression	C1	Temporaire ou non continu	Monotige ou tube (rarement des cages dues à leur faible capacité)	Coulis de ciment primaire gravitaire. 15 à 25 min. plus tard, un coulis similaire est injecté dans le tube (ou tuyau de ferrailage) sous pression supérieure à 1 MPa.
	C2	-	-	
	C3	-	-	
Type D Coulis primaire mis en place par gravité (type A) ou injecté (type B), suivi d'une ou plusieurs injections globales sous pression	D1	Temporaire ou non continu	Monotige ou tube (rarement des cages dues à leur faible capacité)	Coulis primaire mis en place par gravité (type A) ou injecté (type B). Quelques heures plus tard, du coulis similaire est injecté sous pression à travers le tubage (ou le tube de ferrailage) à plusieurs reprises.
	D2	Possible uniquement si le tube est placé le long du fût hors du tubage	Tubage	
	D3	Permanent, partie supérieure du fût	Tubage dans la partie supérieure, tige ou tube dans la partie inférieure (possibilité de prolongation sur la longueur totale)	

Annexe A-3 : Critères de choix du type de pieux

(Document entreprise Franki)

Tableau A3 : Critères de sélection entre les différents types de pieux

Critères	TECHNIQUES DE FONDATIONS									
	Micropieux	Puits	Pieux tubés battus	Pieux tubés vissés	Pieux forés	Pieux battus pilonnés	Pieux battus moulés dans le sol	Pieux battus préfabriqués	Pieux vissés	
Reprise de charges de compression concentrées	-	-	+	+	+++	++	++	++	++	
Reprise de charges latérales	--	-	++	++	+++	++	++	+	+	
Reprise de charges de traction	++	-	+	+	++	+++	++	+	++	
Tassement limité	++	+++	++	++	++	+++	++	++	++	
Terrain à très faible résistance	-	--	-	+	+	+++	+	-	++	
Couches très résistantes	+++	-	+	-	+++	++	++	-	+	
Etanchéité										
Niveau de vibrations	+++	+++	++	+++	+++	+	--	--	+++	
Niveau de bruit	+++	+++	++	+++	+++	+	--	--	+++	
Possibilité d'exécution en incliné	1/3	--	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	
Exécution sous le niveau de la nappe	+++	++	+++	+++	+++	+++	+++	+++	+++	
Terrain agressif, courant d'eau souterrain	-	+	+++	+++	-	-	-	++	-	
Délai d'exécution	+	--	++	+	-	++	+++	+++	++	
Coûts relatifs	+	--	+	--	-	++	++	+++	++	

Idéal	+++	Non applicable	--	Non significatif	
Conseillé	++	Déconseillé	-		
Adapté	+	Moins adapté	-		

Annexe A-4 : Calcul de pieu sous chargement vertical: méthode du continuum élastique.

Les figures A.4.1 à A.4.9 donnent les abaques déterminants les valeurs respectives des coefficients β_0 , C_K , C_v , C_b , I_0 , R_K , R_h , R_v , et R_b (Poulos et Davis, 1990).

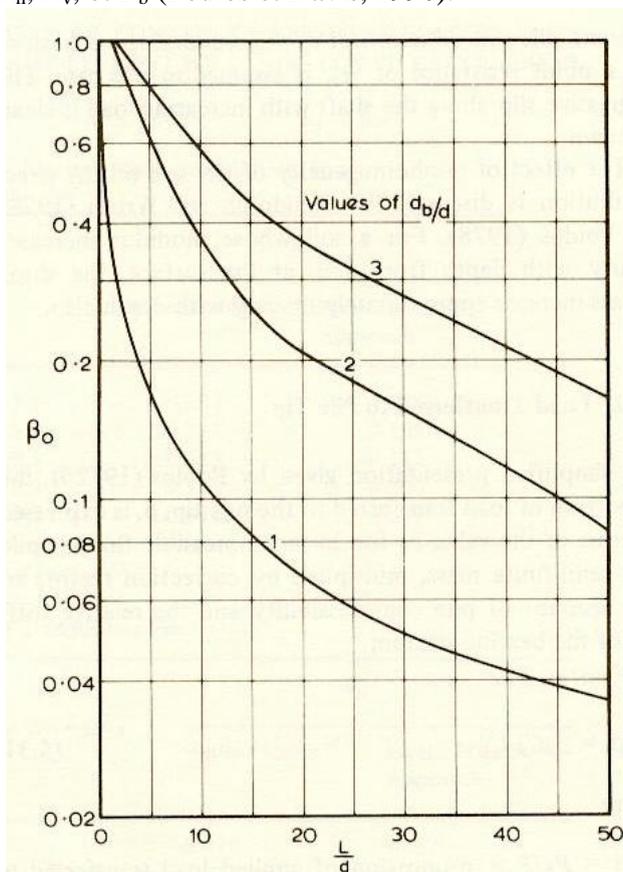


Figure A.4.1 – Valeur de β_0 pour un coefficient de Poisson $\nu = 0,5$.

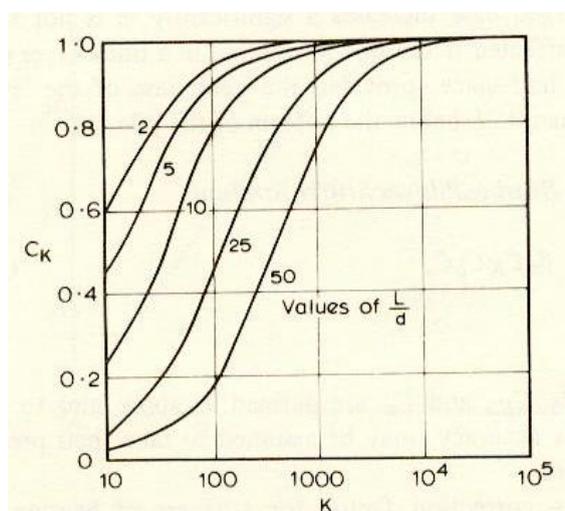


Figure A.4.2 – Valeur de C_K en fonction de la rigidité et l'élanement.

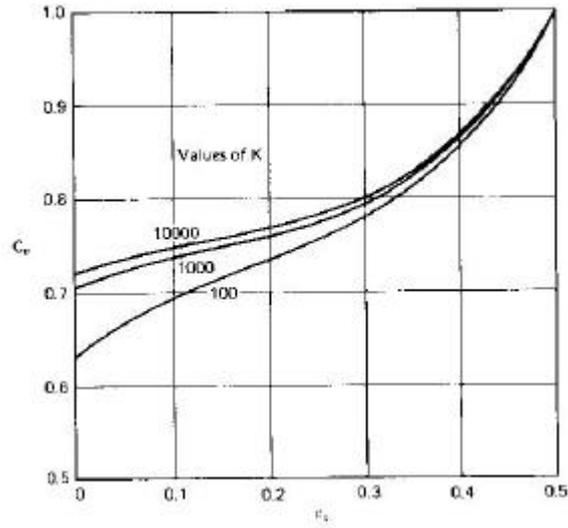
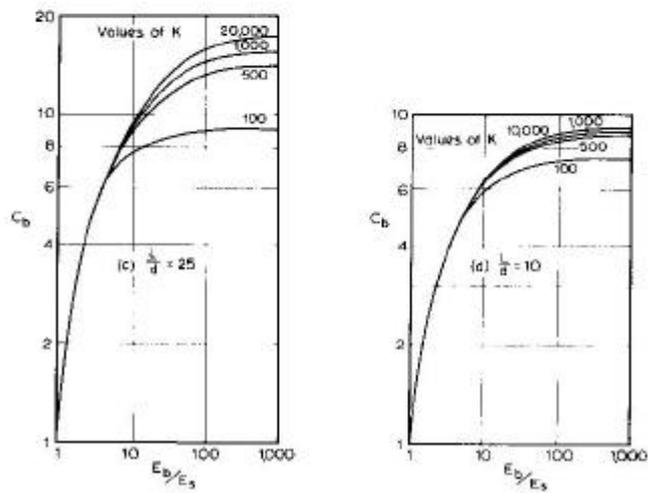
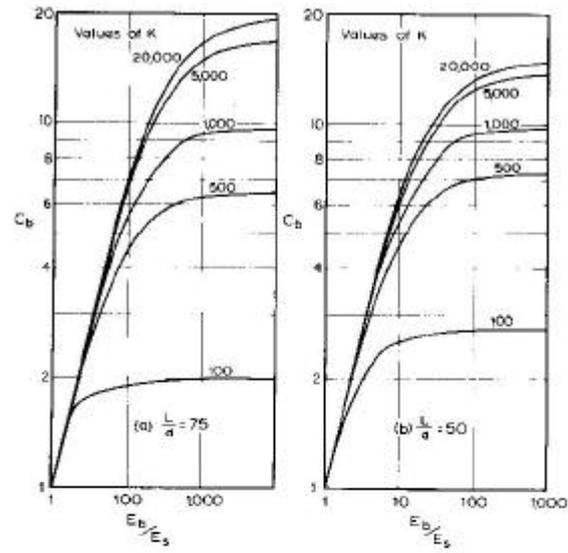


Figure A.4.3 – Valeur de C_v en fonction de v , et K .



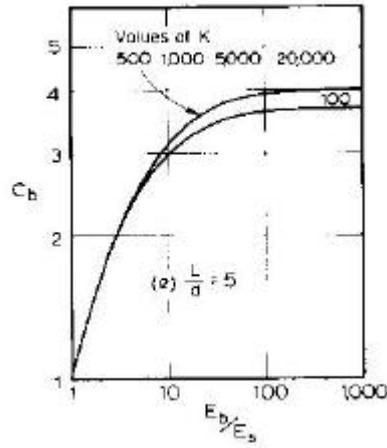


Figure A.4.4 – Valeur de C_b en fonction de la rigidité relative pieu/sol, et de l'élanement des pieux.

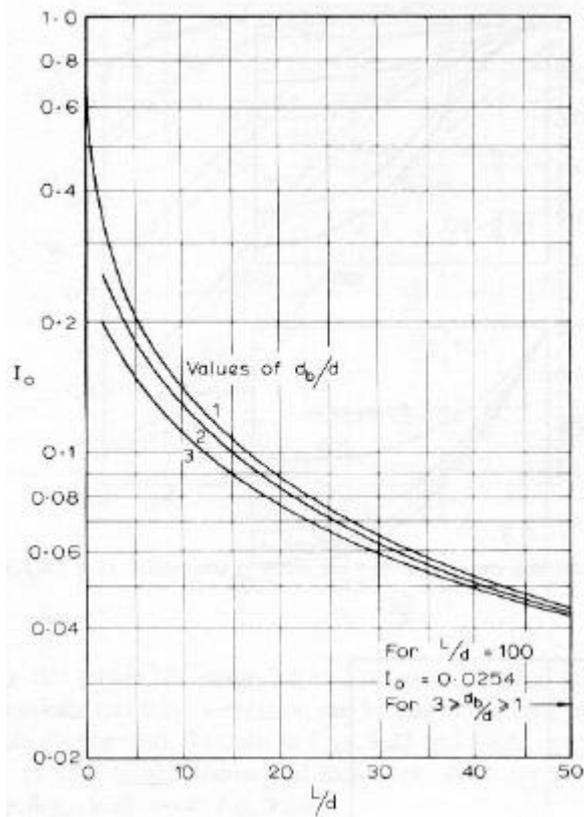


Figure A.4.5 – Valeur du coefficient I_0 en fonction de l'élanement

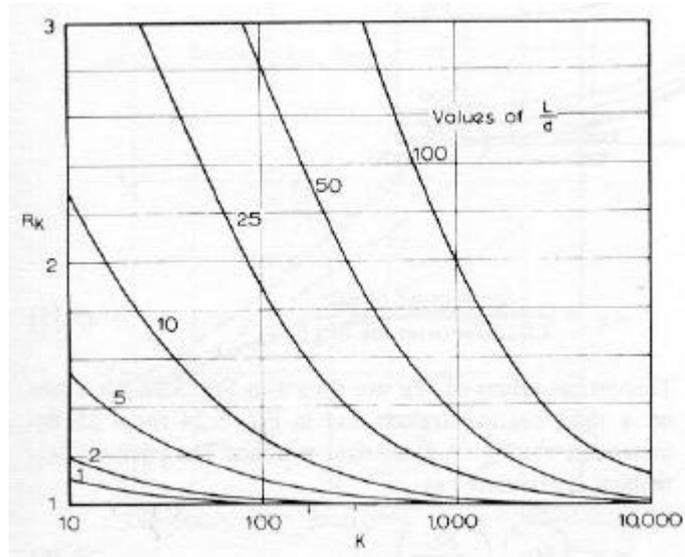


Figure A.4.6 – Coefficient correcteur de compressibilité, R_k .

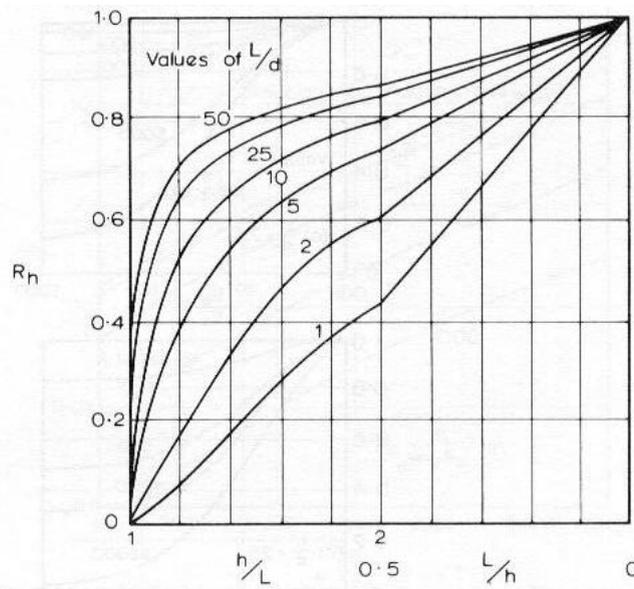


Figure A.4.7 – Facteur correcteur de la profondeur, R_h .

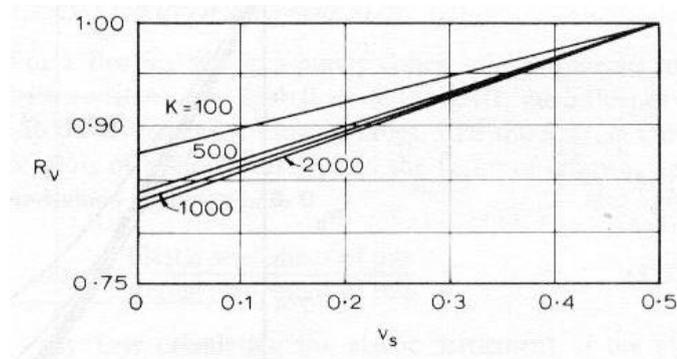


Figure A.4.8 – Facteur correcteur du coefficient de Poisson, ν .

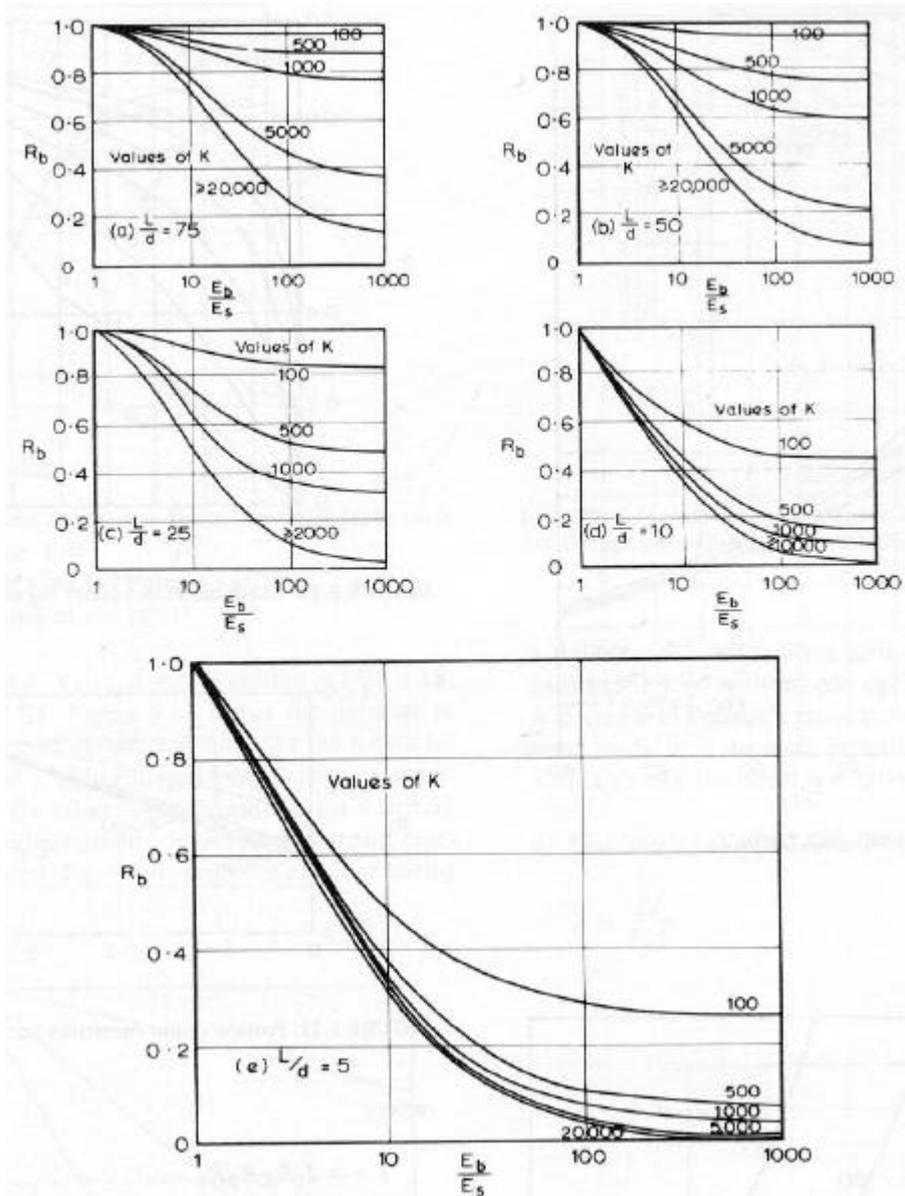


Figure A.4.9 – Coefficient correcteur du module du substratum, R_b .

Annexe A-5 : Calcul de pieu sous chargement transversal: méthode du continuum élastique.

Les figures A.5.1 à A.5.5 donnent les abaques déterminants les valeurs respectives des coefficients $I_{\rho H}$, ($I_{\rho M} = I_{\theta H}$), $I_{\theta M}$, F_p et F_θ (Poulos et Davis, 1990).

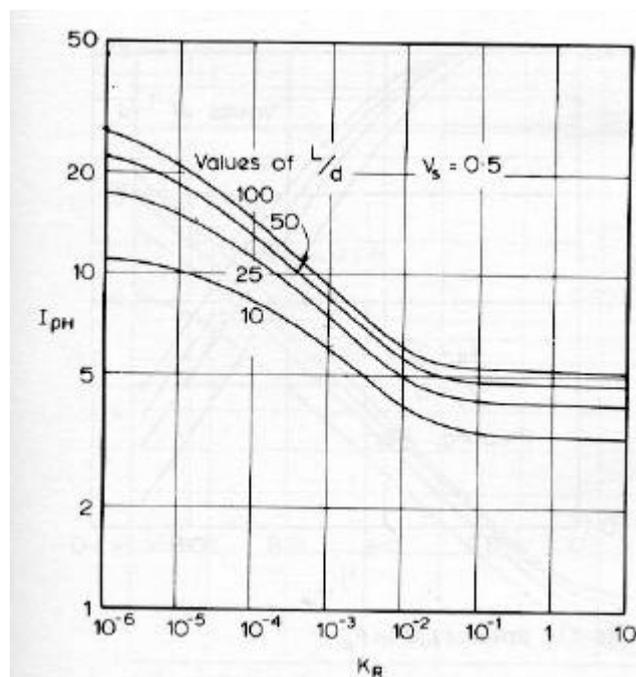


Figure A.5.1 – Valeurs de $I_{\rho H}$ pour un pieu flottant dans un sol à module E_s constant.

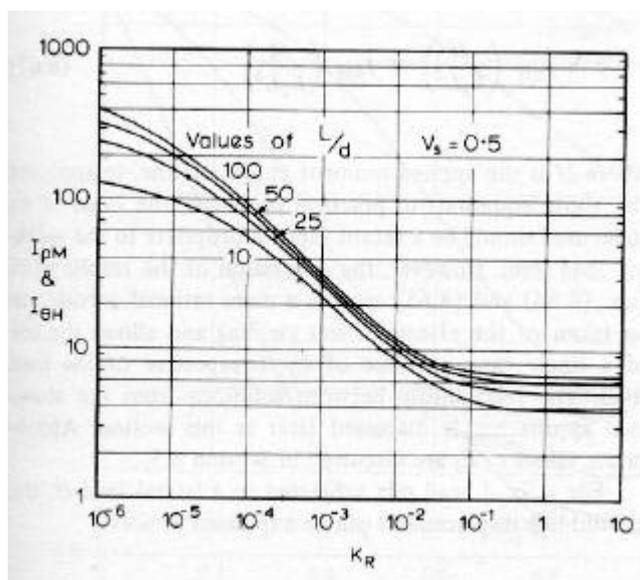


Figure A.5.2 – Valeurs de ($I_{\rho M} = I_{\theta H}$) pour un pieu flottant dans un sol à module E_s constant.

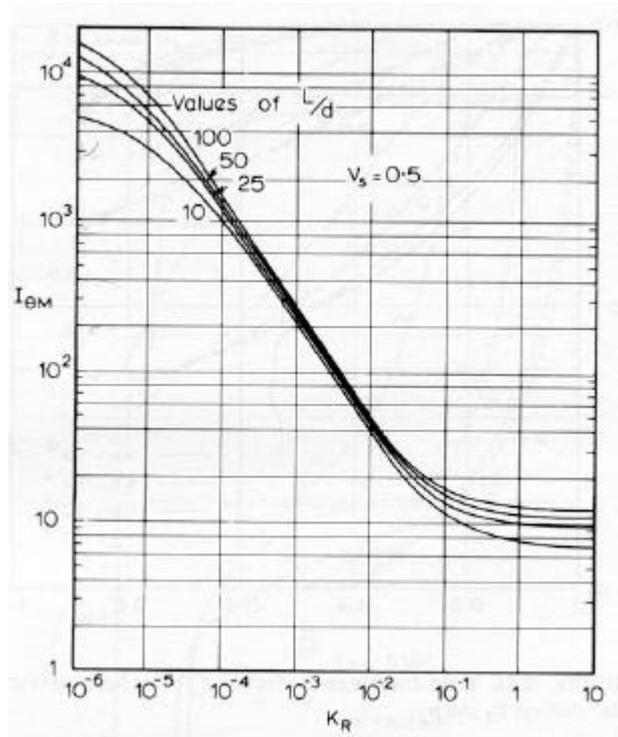


Figure A.5.3 – Valeurs de $I_{\theta M}$ pour un pieu flottant dans un sol à module E_s constant.

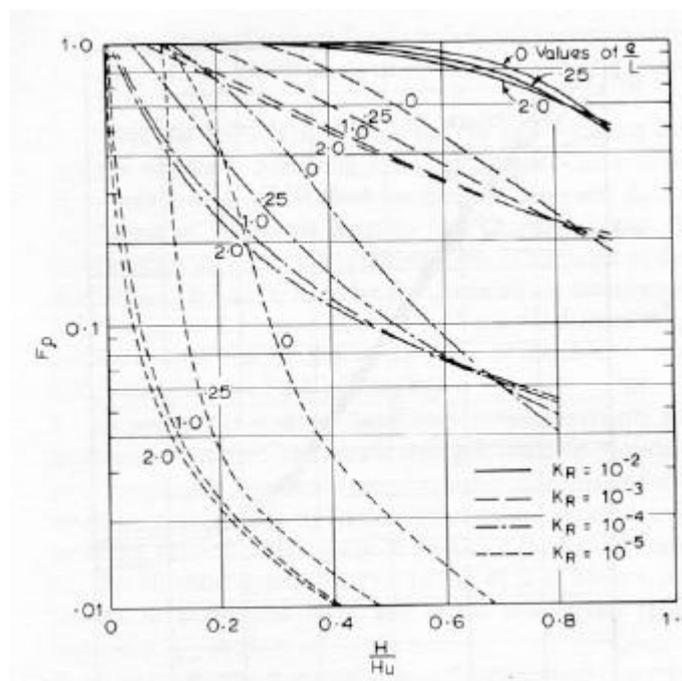


Figure A.5.4 – Valeurs de F_p pour un pieu flottant dans un sol ayant un module E_s et une pression limite p_y constants.

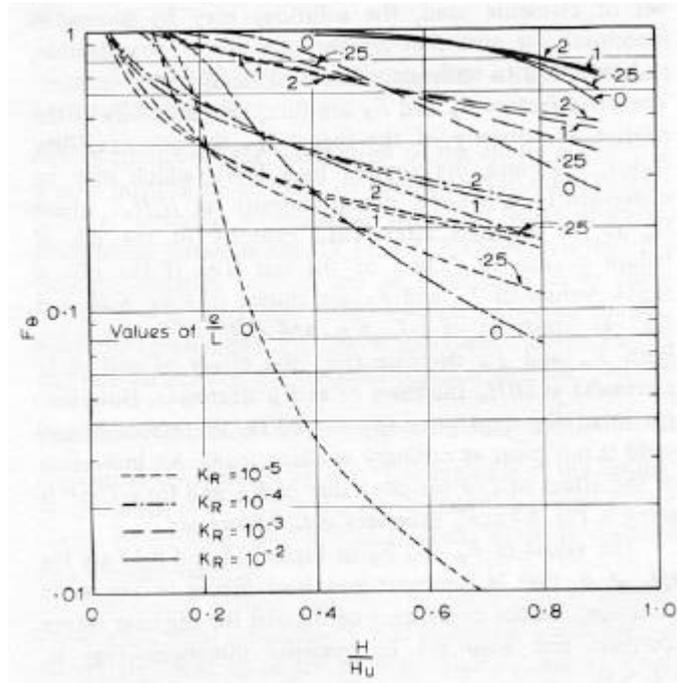


Figure A.5.5 – Valeurs de F_θ pour un pieu flottant dans un sol ayant un module E_s et une pression limite p_y constants.

Annexe A-6 : Calcul du tassement d'un groupe de pieux sous charge verticale : méthode du continuum élastique.

Les figures A.6.1 à A.6.3 donnent respectivement les abaques, proposés par Poulos et Davis (1990), des coefficients correcteurs de la taille du massif (ξ_h), de la réaction en pointe (ξ_b), et du module de Poisson (ξ_v).

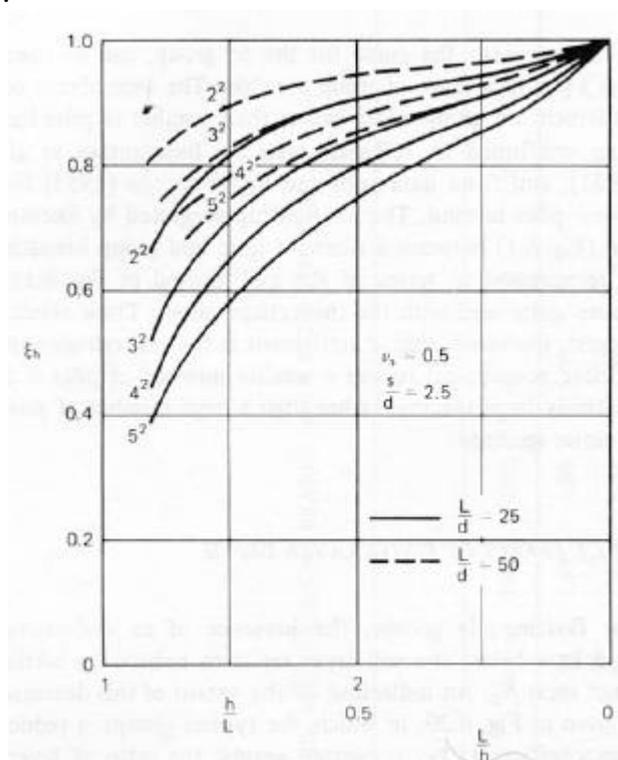


Figure A.6.1 – Valeurs du coefficient correcteur de la taille du massif (ξ_h).

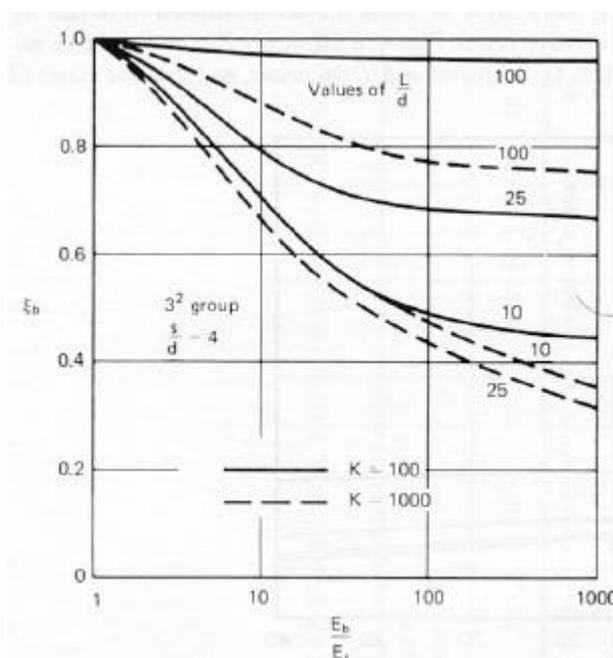


Figure A.6.2 – Valeurs du coefficient correcteur de la réaction en pointe (ξ_b).

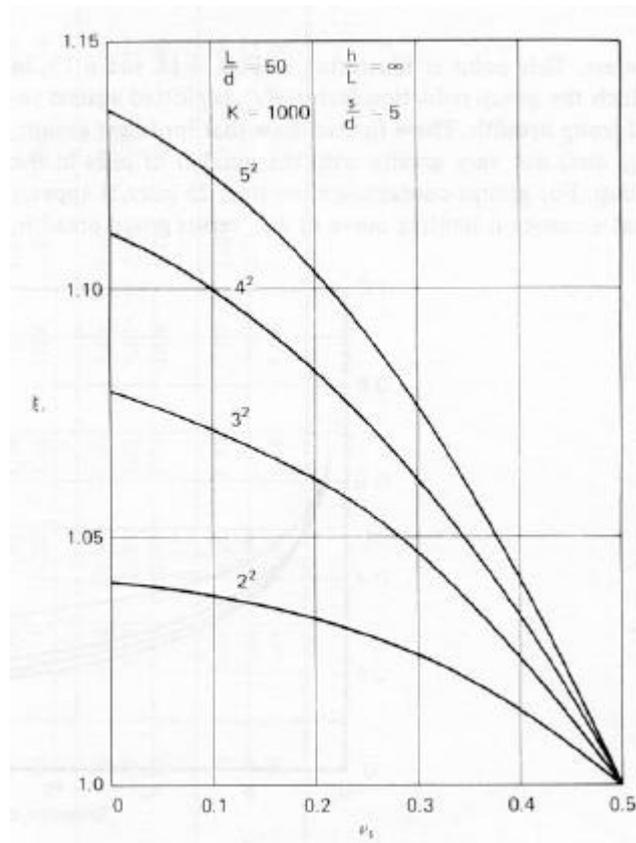


Figure A.6.3 – Valeurs du coefficient correcteur du coefficient de Poisson (ξ_v).

Annexe A-7 : Exemple de construction d'une matrice de transfert d'un tronçon soumis à une sollicitation en compression/traction (Bangratz, 1982).

On considère un élément de poutre dx sollicité en compression/traction (figure A7.1). L'équation d'équilibre de cet élément de poutre soumis à une densité de charge $p(x)$ est :

$$N + dN - N + p(x).dx = 0$$

soit
$$\frac{dN}{dx} = -p(x)$$

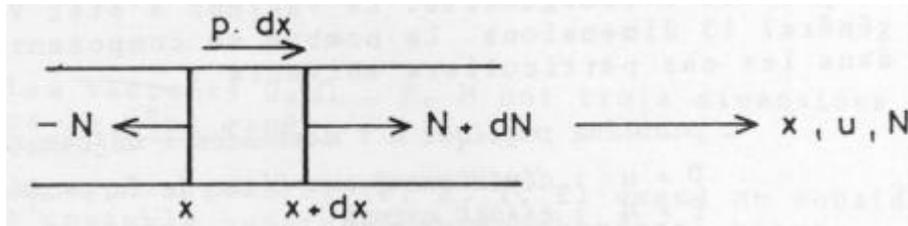


Figure A7.1 – Élément de poutre sollicité en compression / traction.

Le comportement élastique de cet élément s'écrit :

$$\frac{du}{dx} = \frac{N(x)}{ES}$$

- avec du allongement
 du/dx déformation
 N/S contrainte normale
 E module d'Young

Ainsi, on intégrant les deux équations précédentes sur le tronçon de poutre de 0 à x , on obtient:

$$N(x) = N_0 - p_1(x)$$

et
$$u(x) = u_0 + \frac{N_0}{ES}x - \frac{p_2(x)}{ES}$$

où
$$p_1(x) = \int_0^x p(t)dt$$

$$p_2(x) = \int_0^x p_1(t)dt$$

La matrice de transfert de ce tronçon de poutre est :

$$\begin{bmatrix} u(x) \\ N(x) \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{x}{ES} & -\frac{p_2(x)}{ES} \\ 0 & 1 & -p_1(x) \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_0 \\ N_0 \\ 1 \end{bmatrix}$$

ou
$$N(x) = T \cdot N_0.$$

On note l'importance de la 3^{ème} composante d'homogénéité de la matrice transfert T, qui permet la prise en compte des termes de chargement extérieur. Dans le cas des pieux, les termes $p_i(x)$ représenteront les lois de comportement du sol entourant le pieu (voir équations V-12).

Annexe A-8 : Résultats de l'étude paramétrique par GOUPEG. Cas du chargement vertical d'un réseau élémentaire en double chevalet. ($V=120\text{ kN}$).

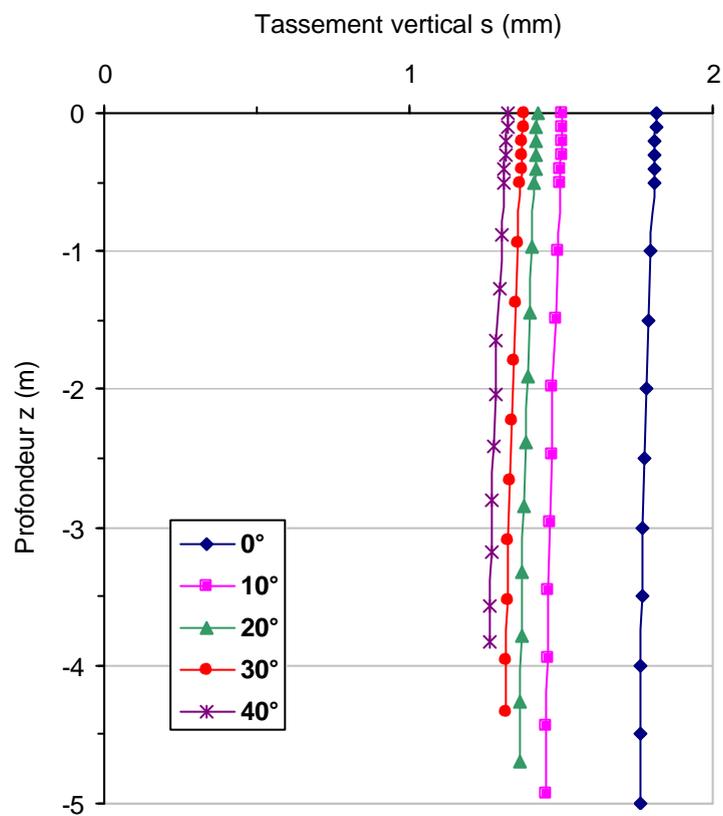


Figure A8.1 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=120\text{ kN}$).

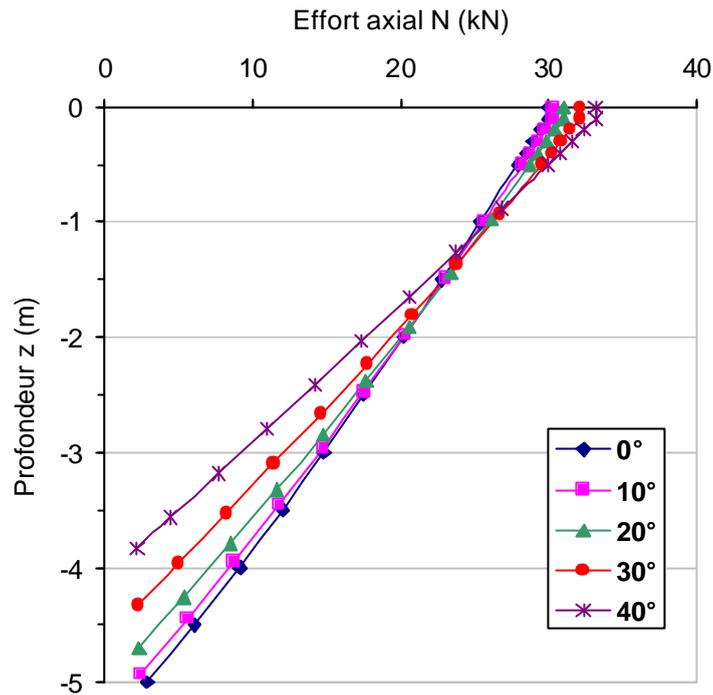


Figure A8.2 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=120$ kN).

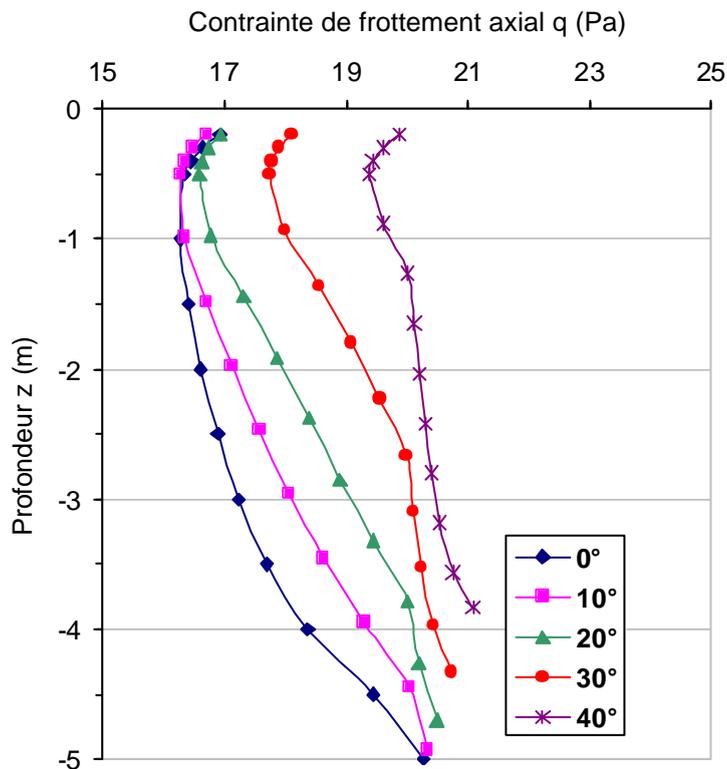


Figure A8.3 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=120$ kN).

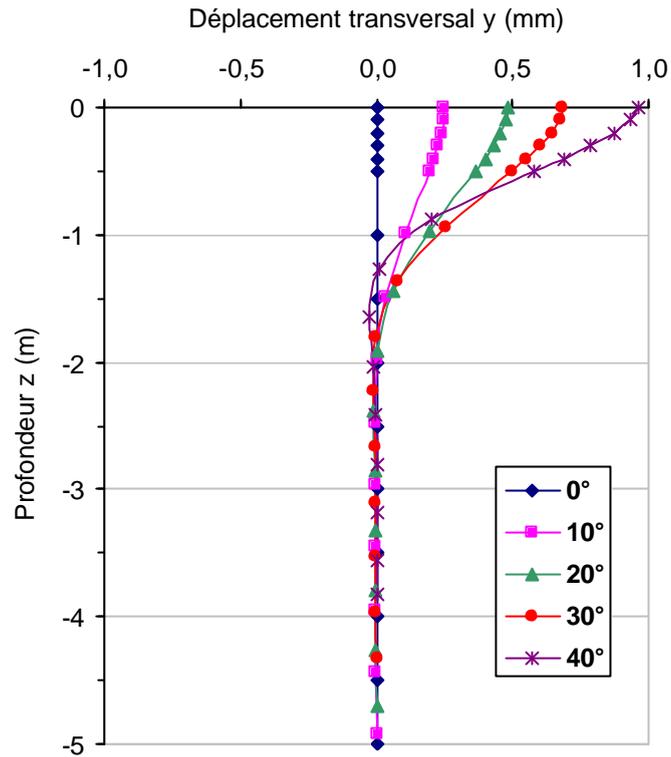


Figure A8.4 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=120$ kN).

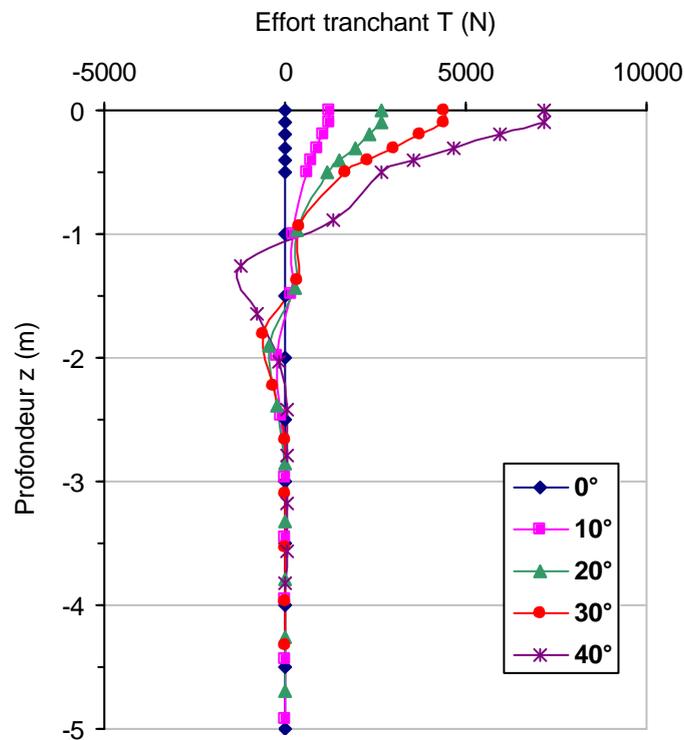


Figure A8.5 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=120$ kN).

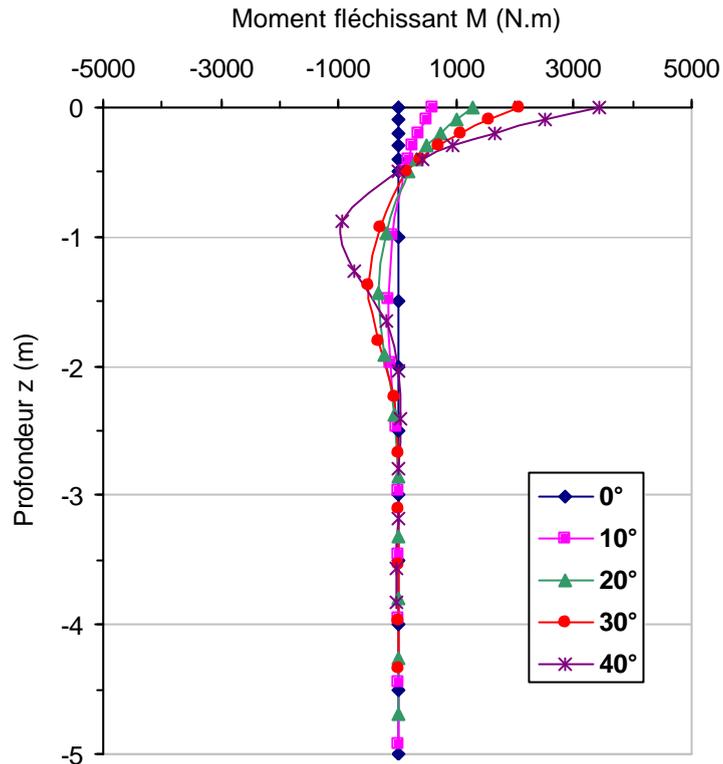


Figure A8.6 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=120$ kN).

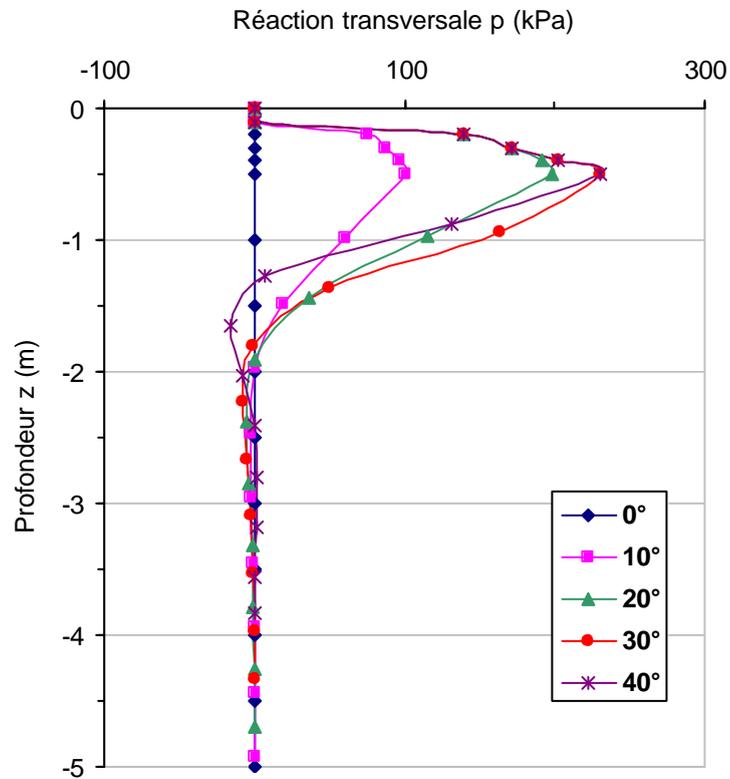


Figure A8.7 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=120$ kN).

Annexe A-9 : Résultats de l'étude paramétrique par GOUPEG. Cas du chargement vertical d'un réseau élémentaire en double chevalet. ($V=180\text{ kN}$).

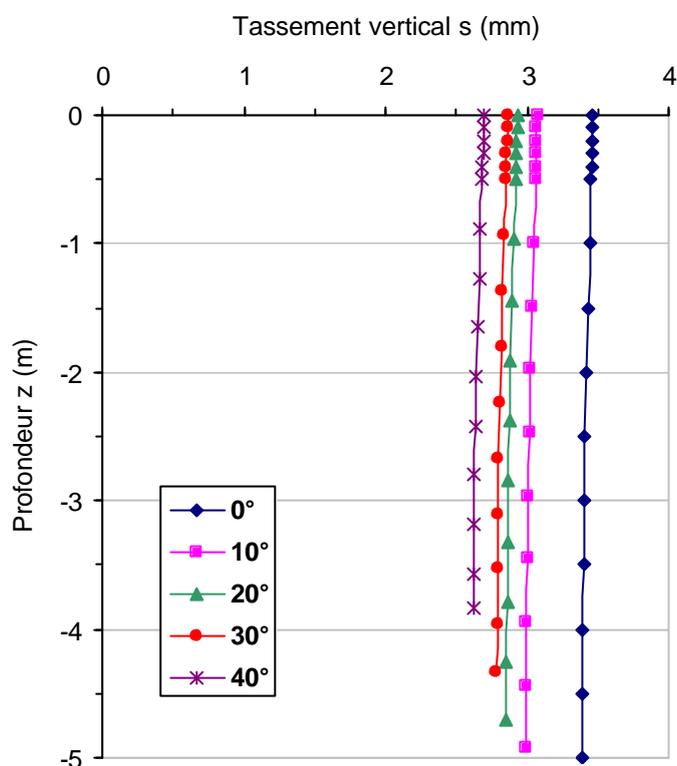


Figure A9.1 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=180\text{ kN}$).

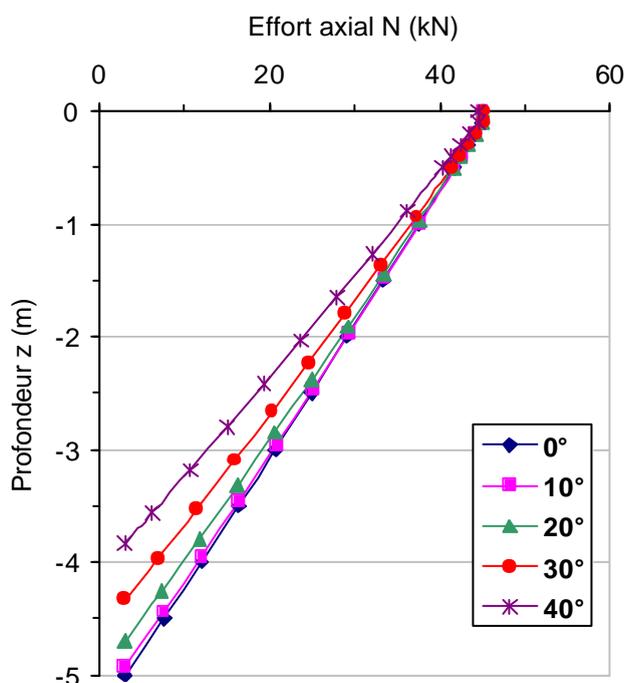


Figure A9.2 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=180\text{ kN}$).

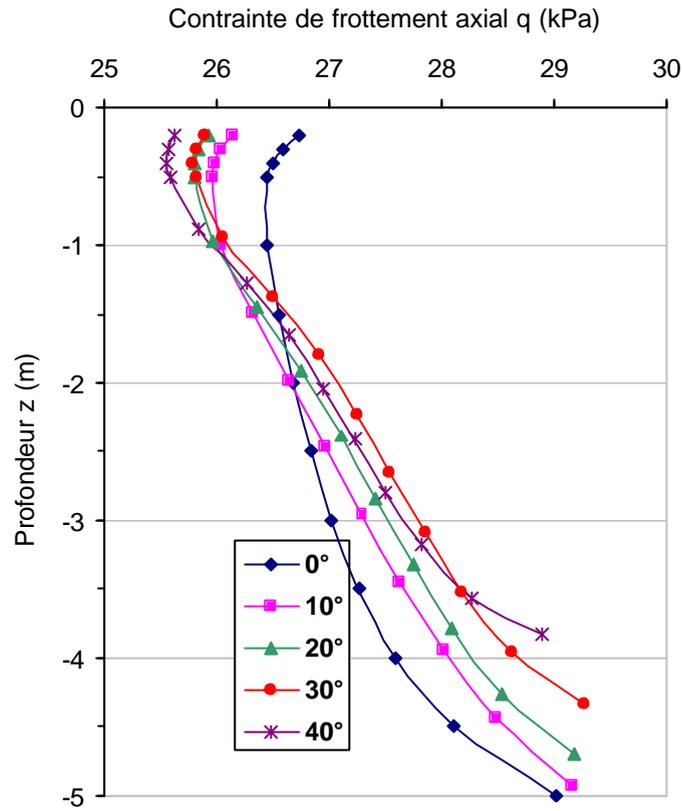


Figure A9.3 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=180$ kN).

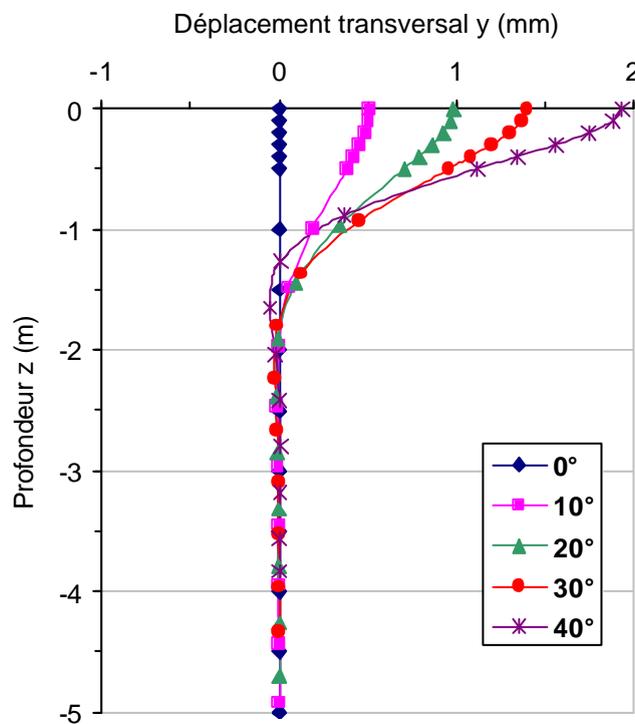


Figure A9.4 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=180$ kN).

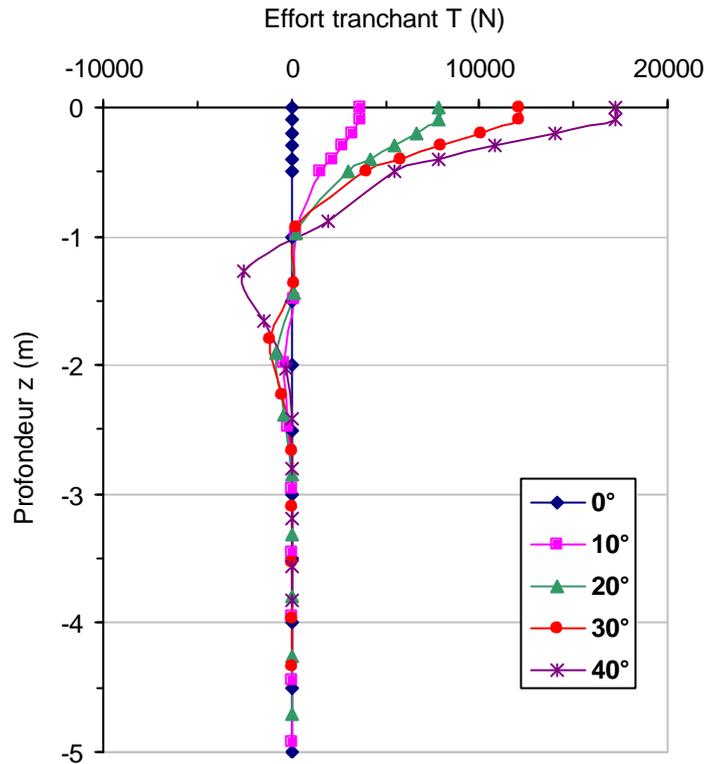


Figure A9.5 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=180$ kN).

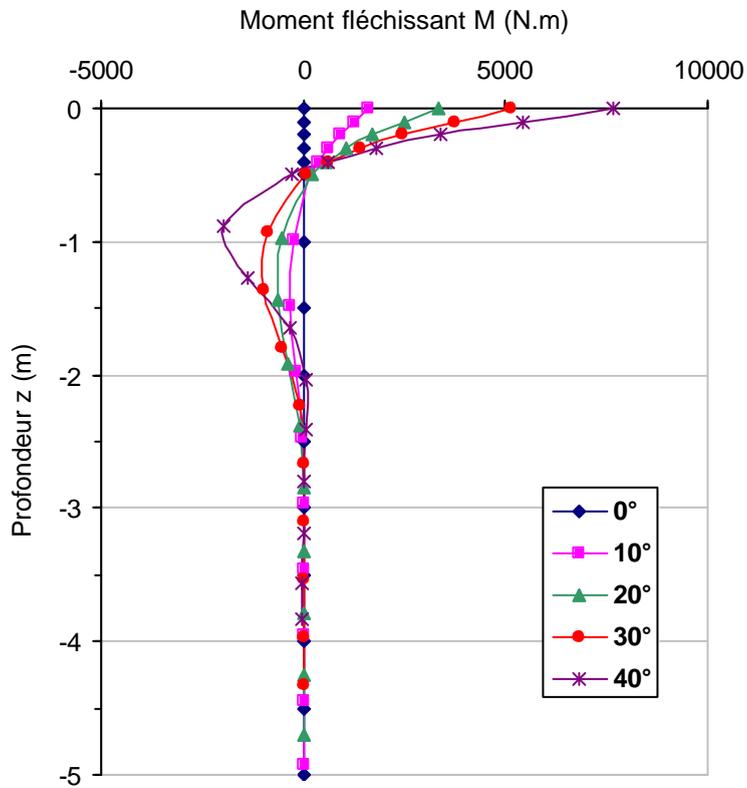


Figure A9.6 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=180$ kN).

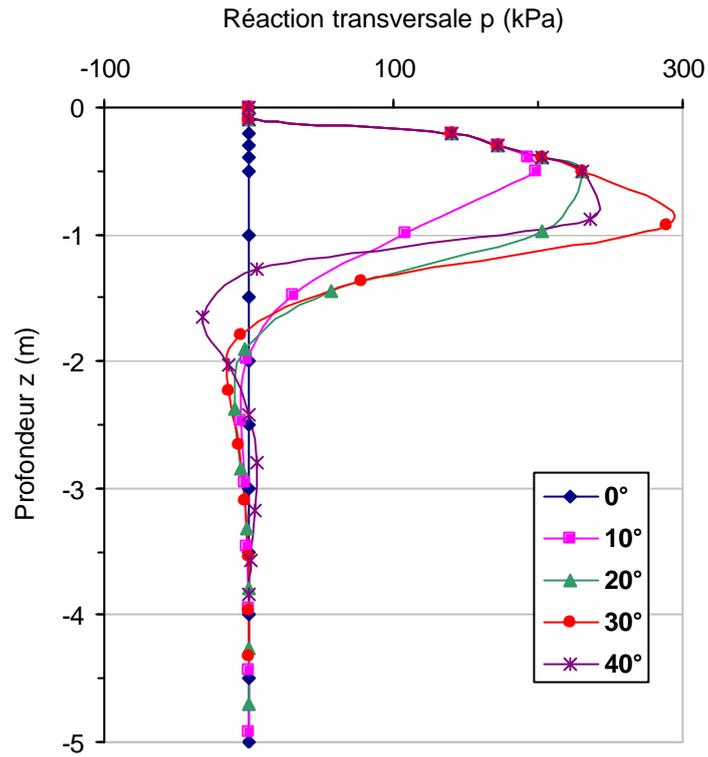


Figure A9.7 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=180$ kN).

Annexe A-10 : Résultats de l'étude paramétrique par GOUPEG. Cas du chargement vertical d'un réseau élémentaire en double chevalet. ($V=240$ kN).

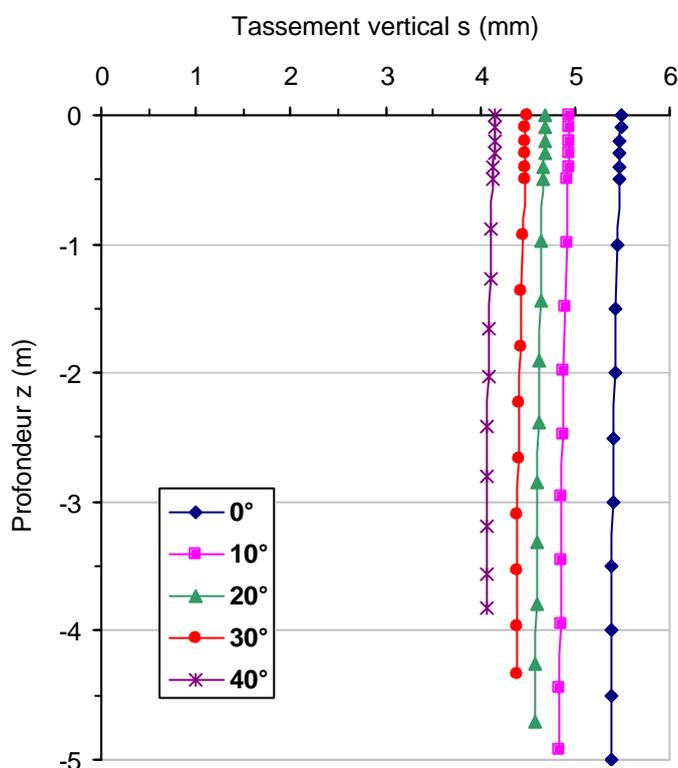


Figure A10.1 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=240$ kN).

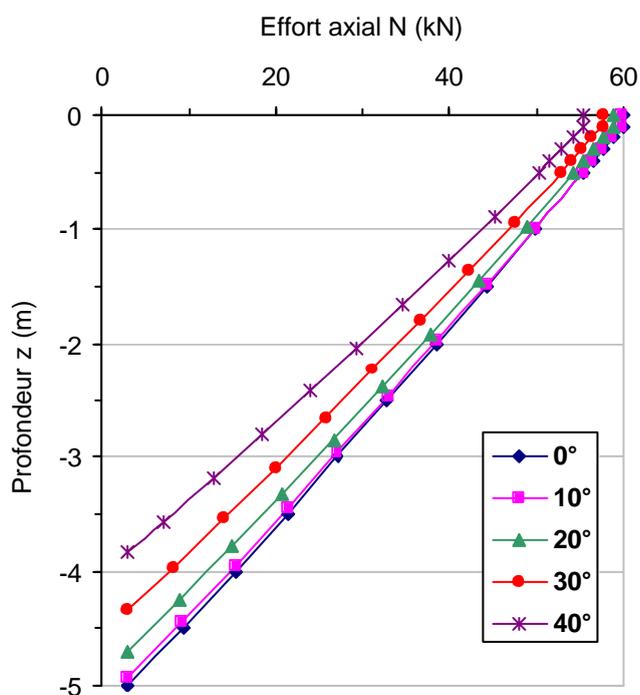


Figure A10.2 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=240$ kN).

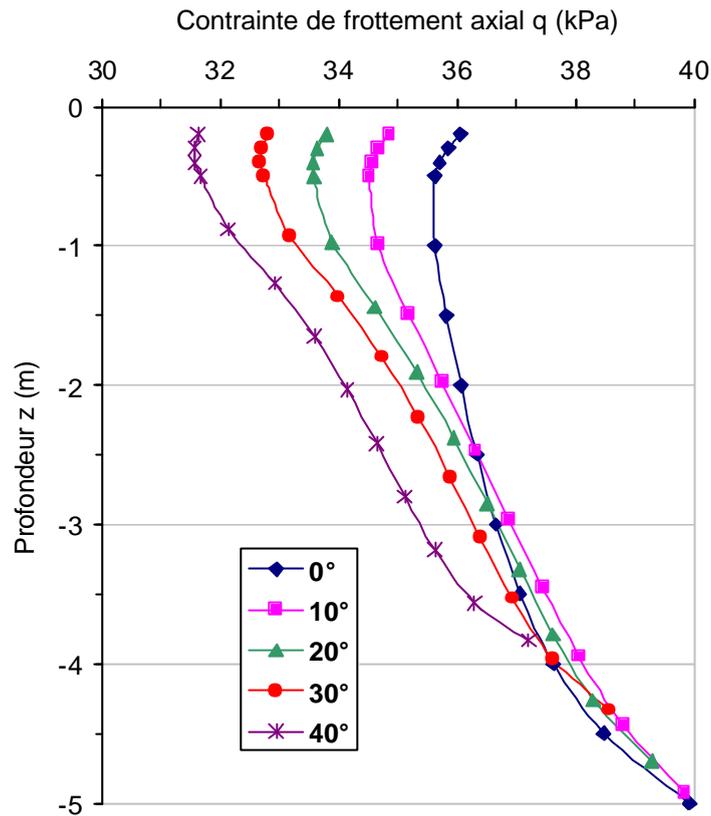


Figure A10.3 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=240$ kN).

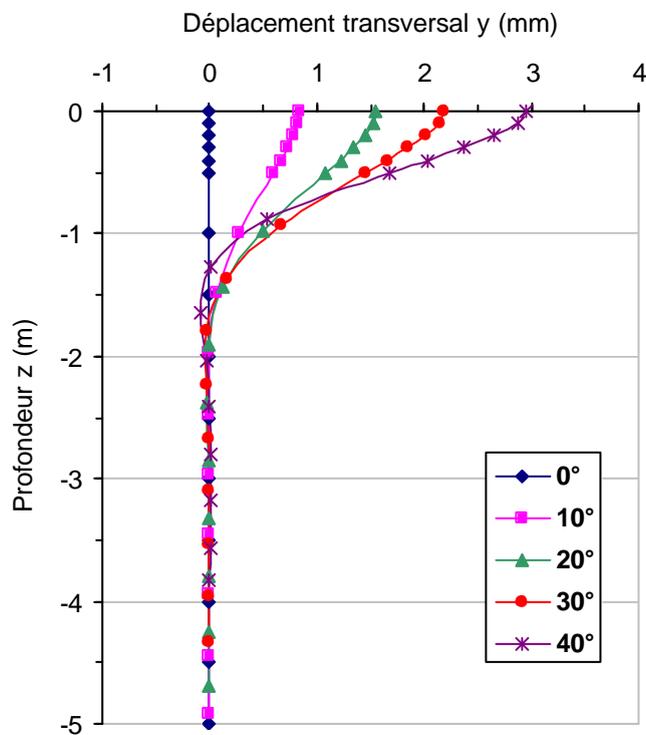


Figure A10.4 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=240$ kN).

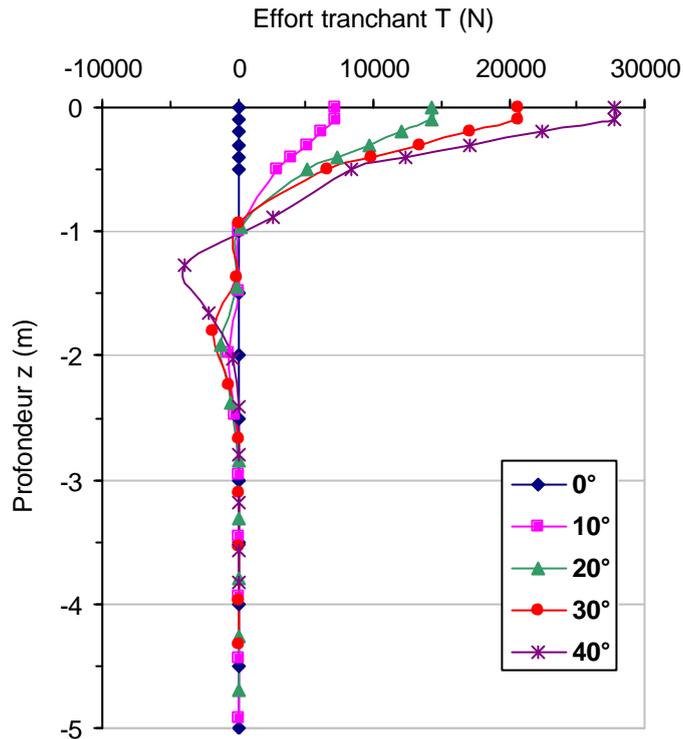


Figure A10.5 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=240$ kN).

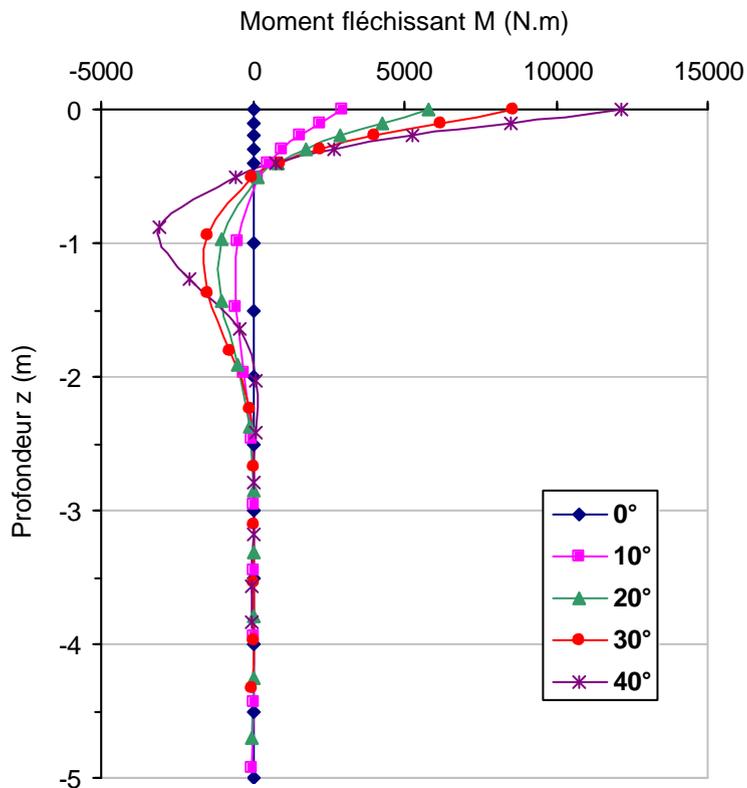


Figure A10.6 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=240$ kN).

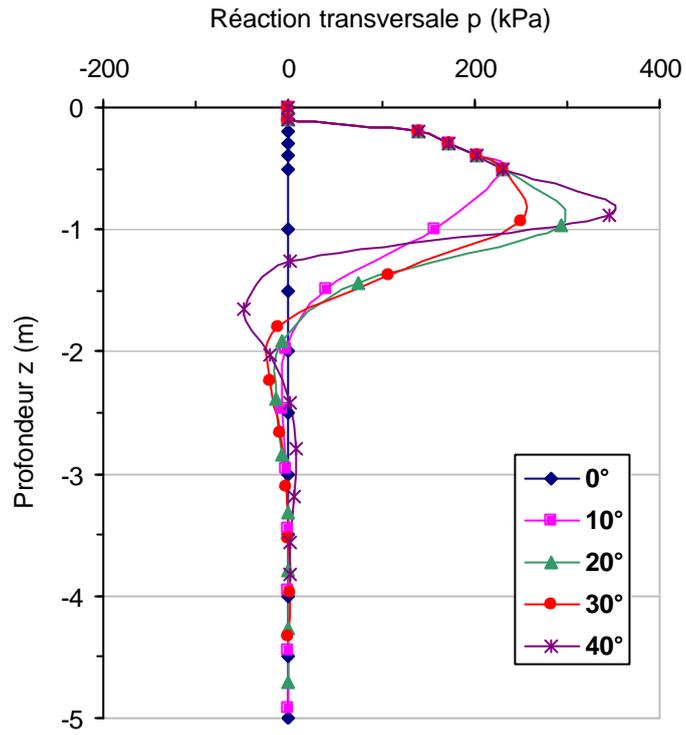


Figure A10.7 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $V=240$ kN).

Annexe A-11 : Résultats de l'étude paramétrique par GOUPEG. Cas du chargement horizontal d'un réseau élémentaire en double chevalet. (H=10 kN).

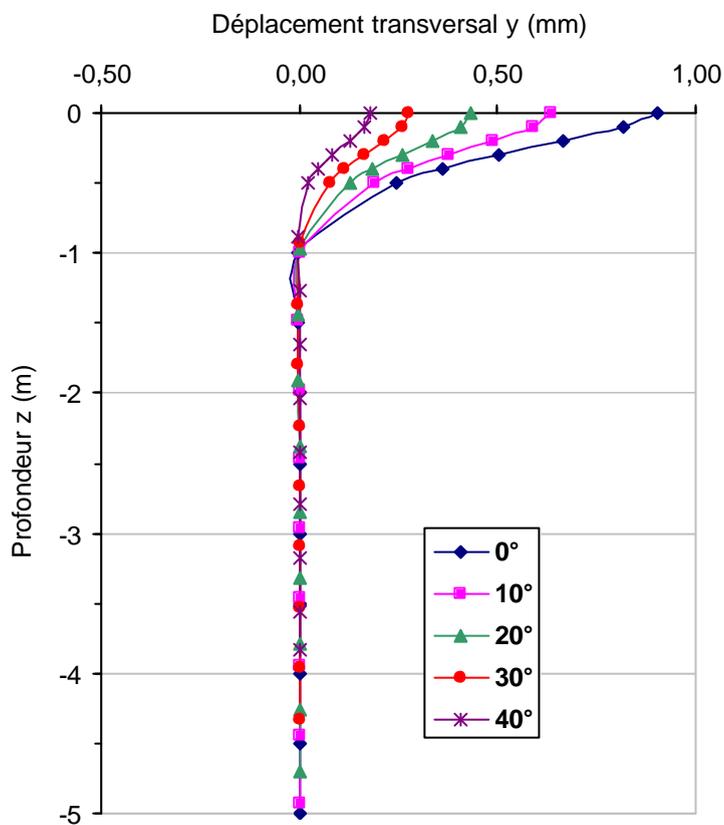


Figure A11.1 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge H=10 kN).

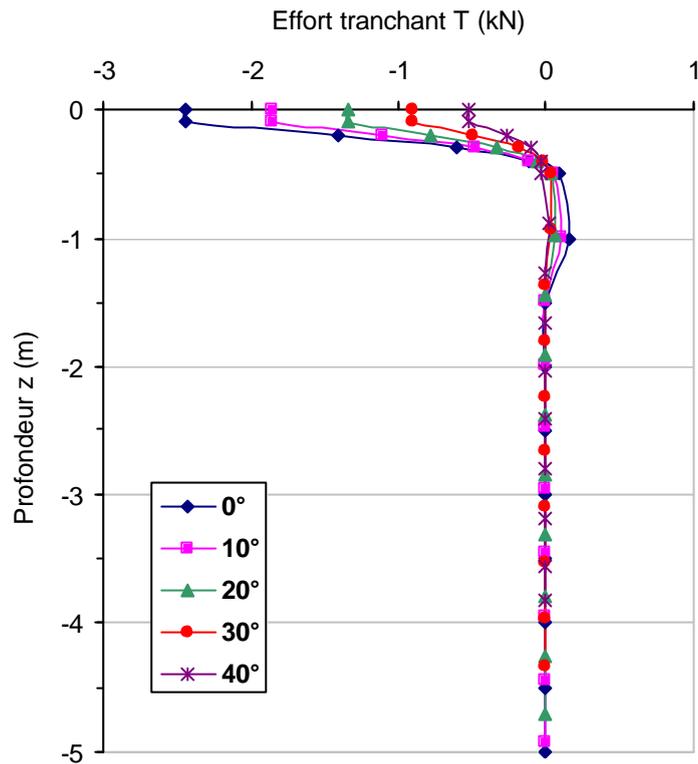


Figure A11.2 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=10$ kN).

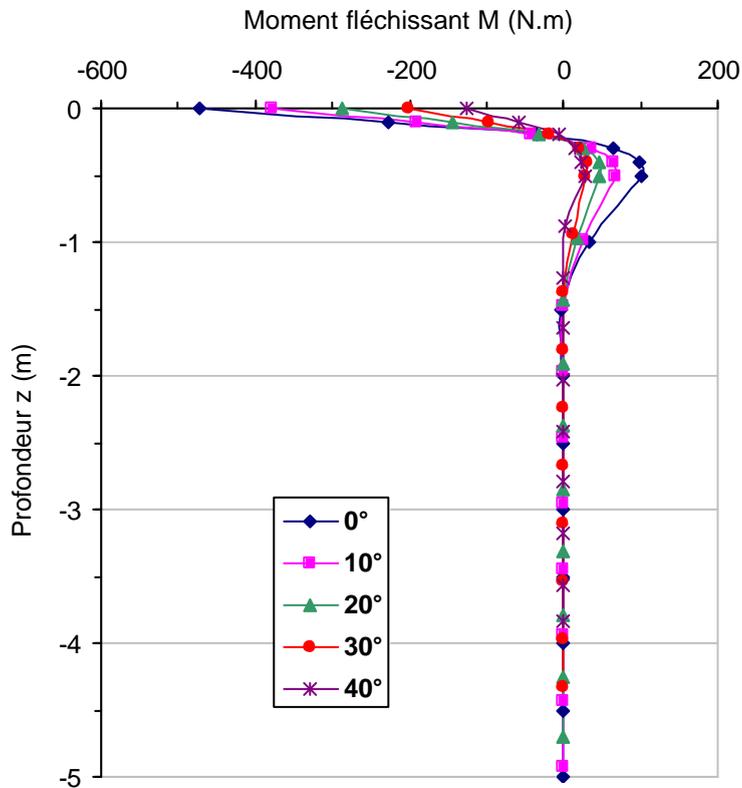


Figure A11.3 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=10$ kN).

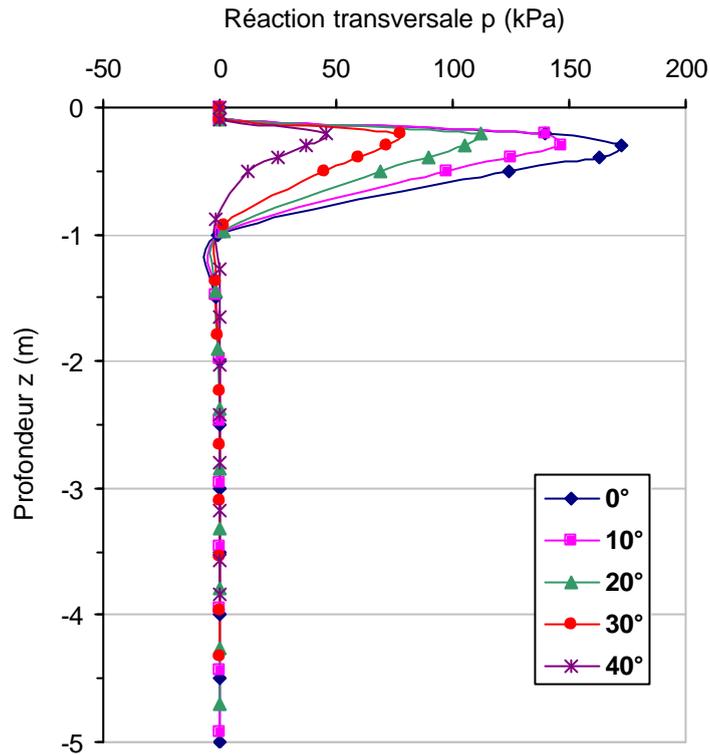


Figure A11.4 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=10$ kN).

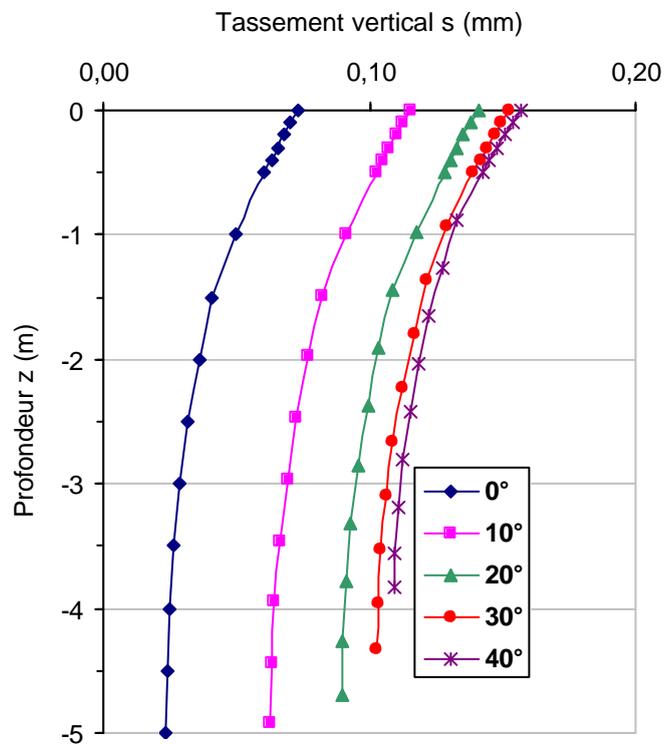


Figure A11.5 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=10$ kN).

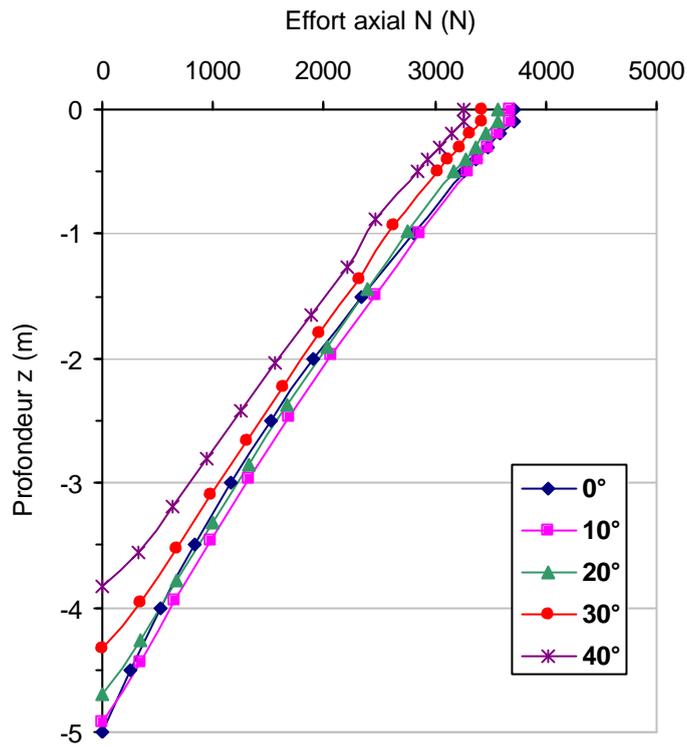


Figure A11.6 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=10$ kN).

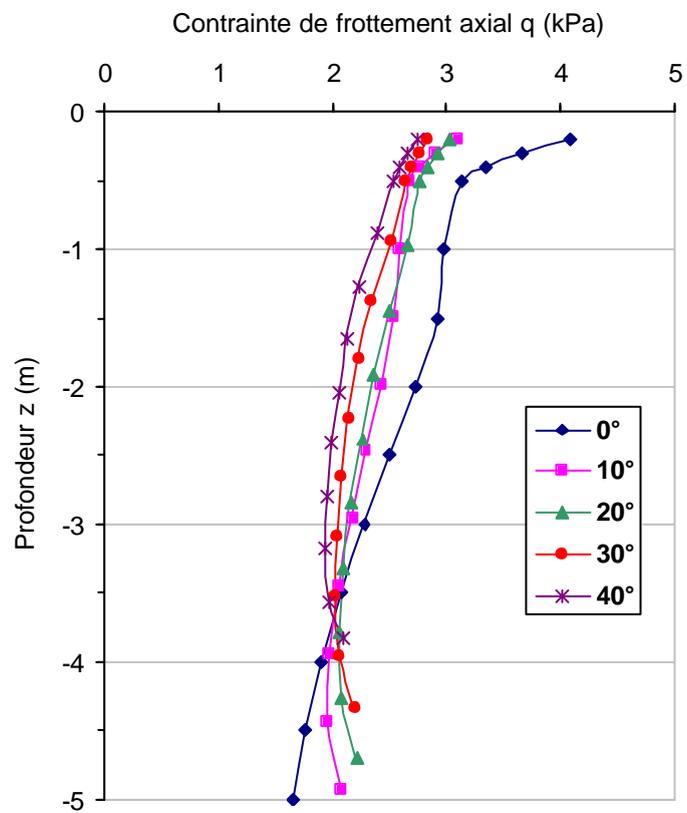


Figure A11.7 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=10$ kN).

Annexe A-12 : Résultats de l'étude paramétrique par GOUPEG. Cas du chargement horizontal d'un réseau élémentaire en double chevalet. (H=22 kN).

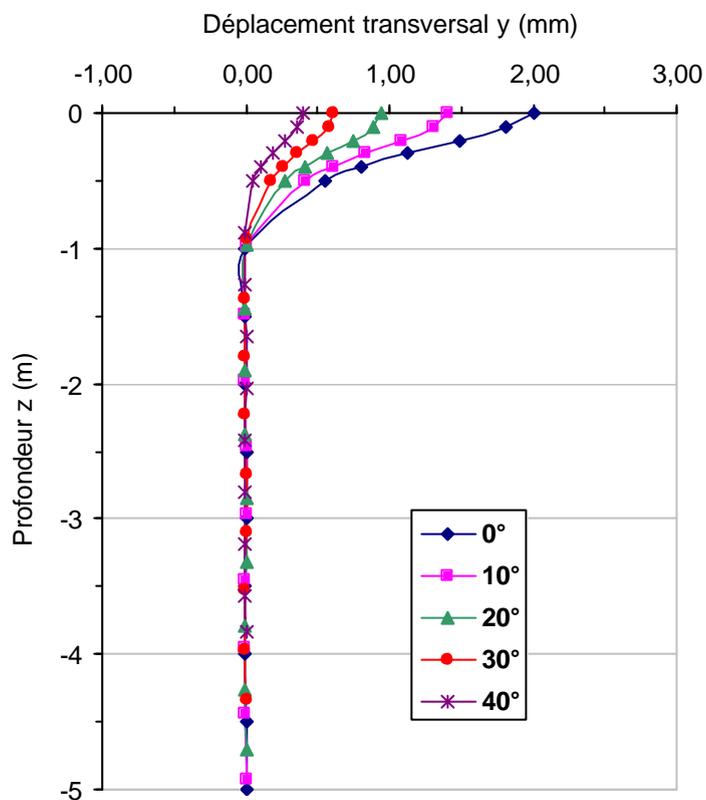


Figure A12.1 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge H=22 kN).

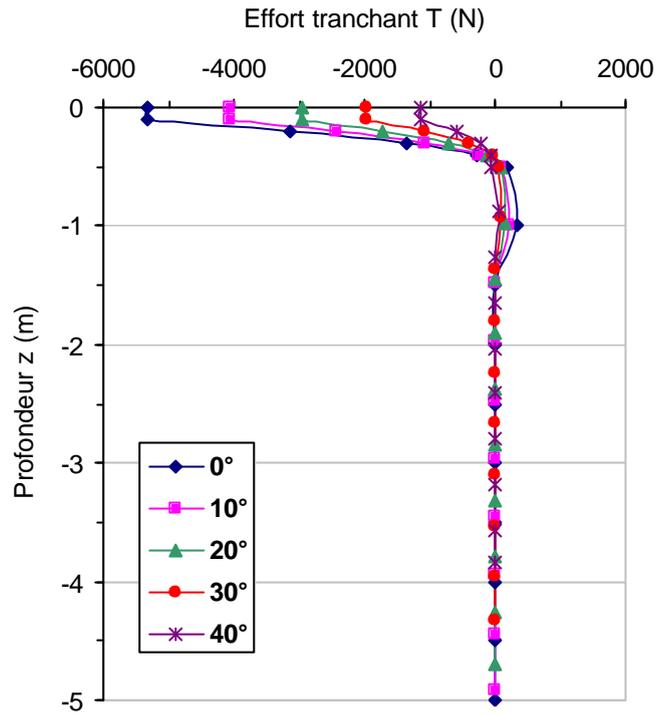


Figure A12.2 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=22$ kN).

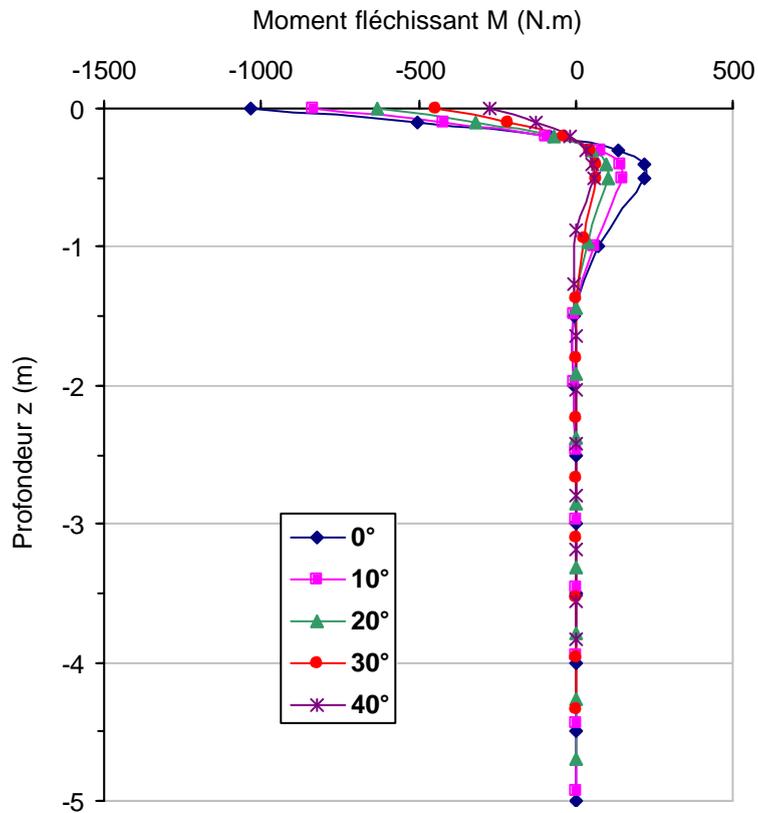


Figure A12.3 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=22$ kN).

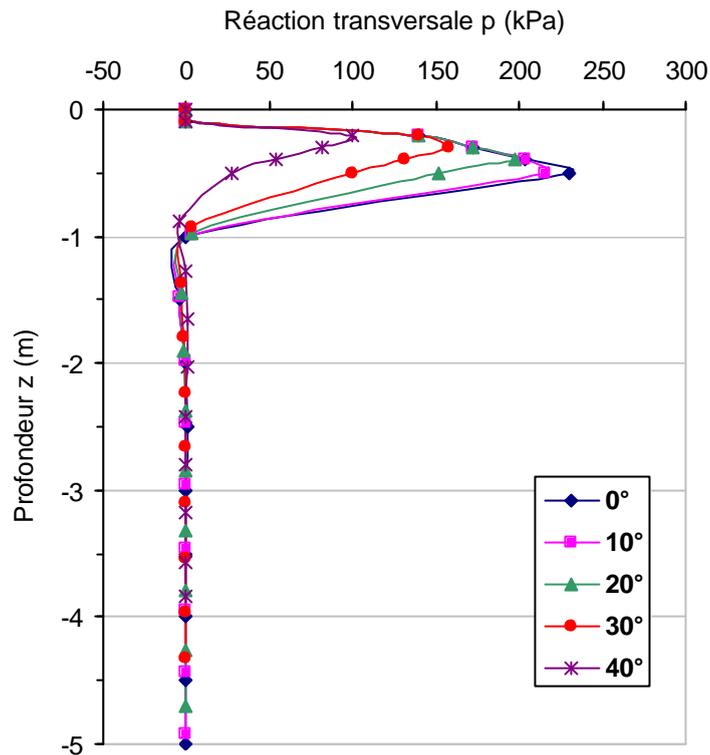


Figure A12.4 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=22$ kN).

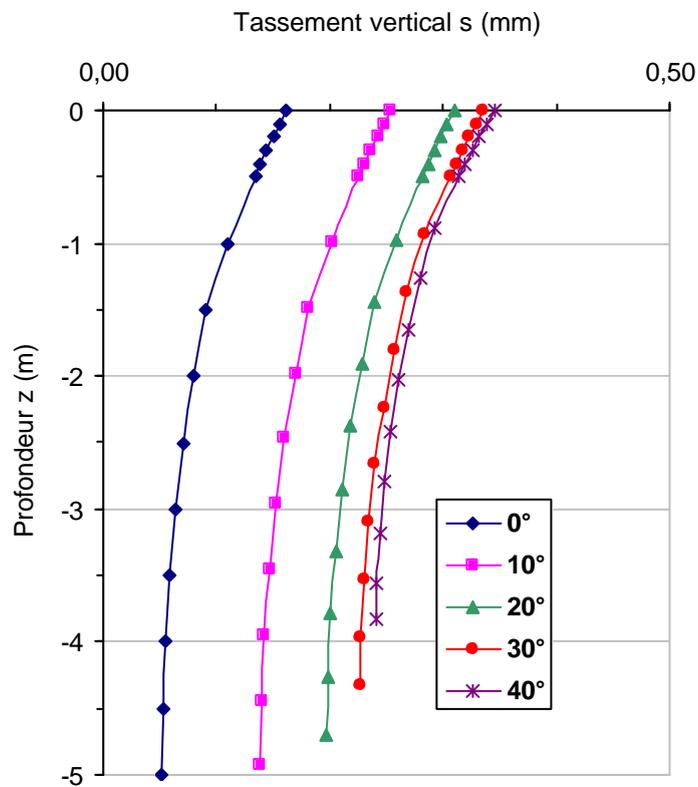


Figure A12.5 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=22$ kN).

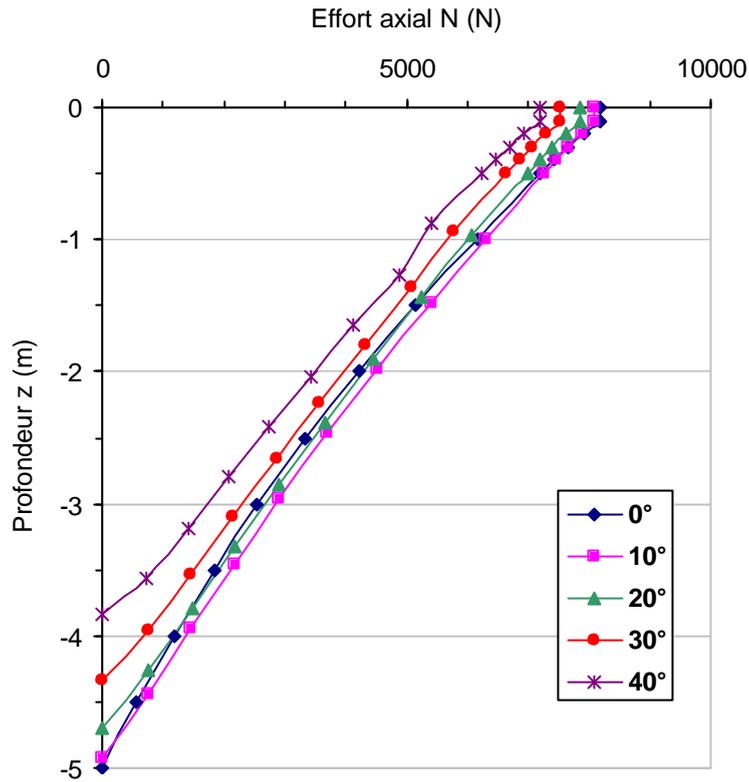


Figure A12.6 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=22$ kN).

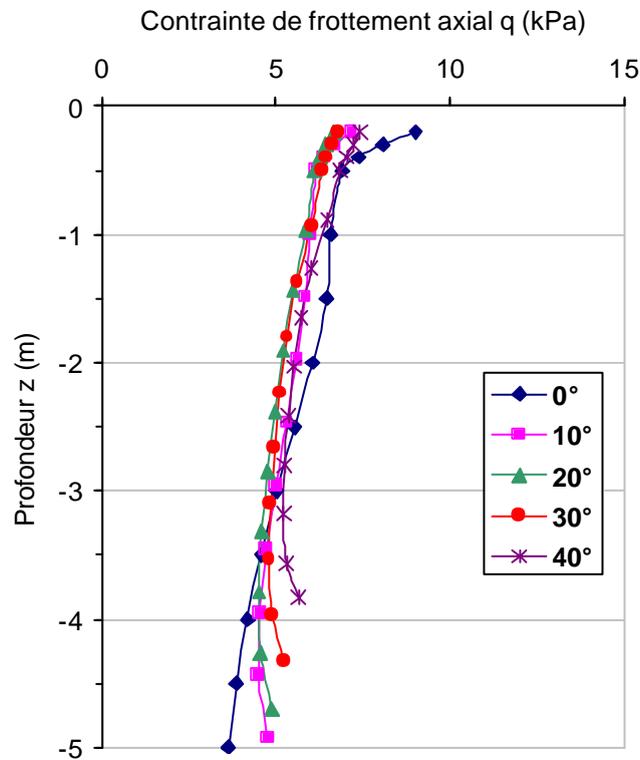


Figure A12.7 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=22$ kN).

Annexe A-13 : Résultats de l'étude paramétrique par GOUPEG. Cas du chargement horizontal d'un réseau élémentaire en double chevalet. (H=40 kN).

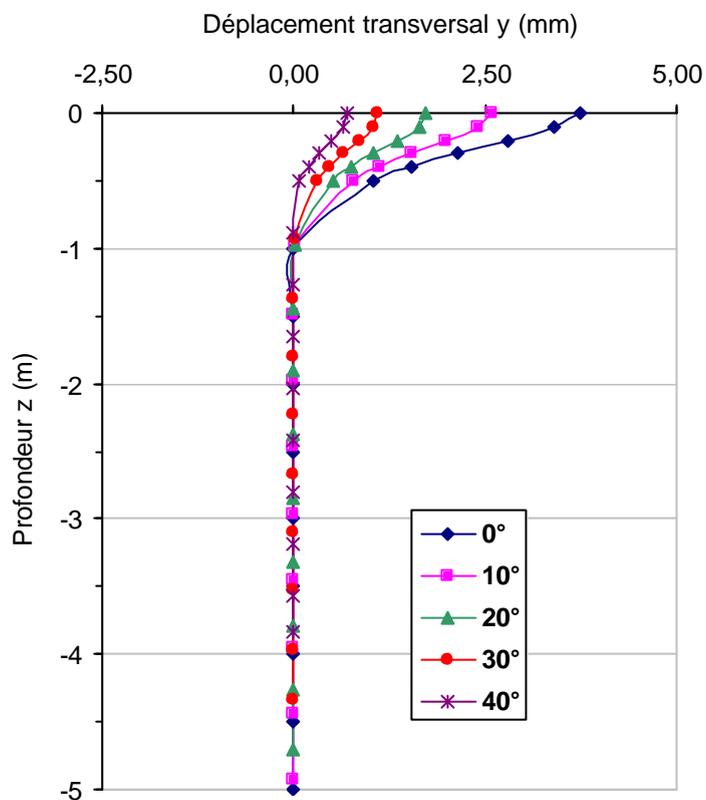


Figure A13.1 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge H=40 kN).

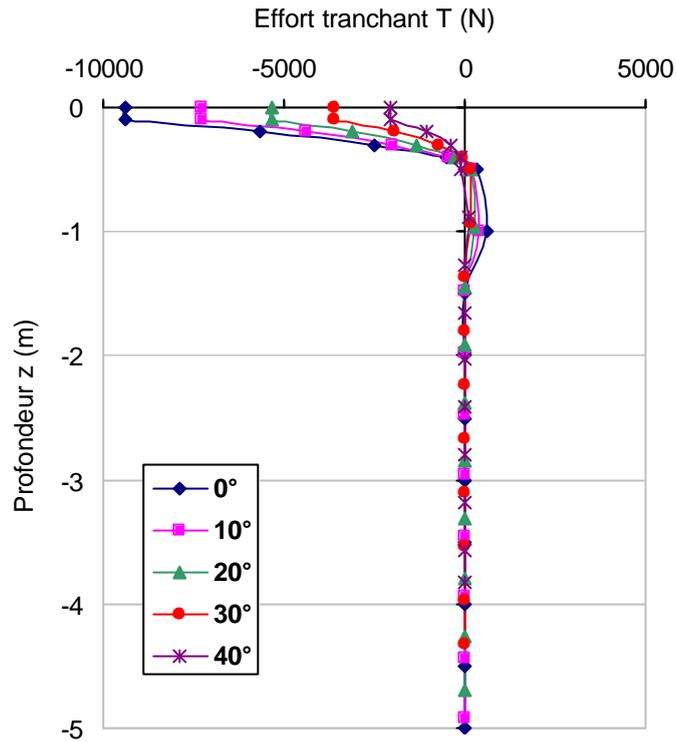


Figure A13.2 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=40$ kN).

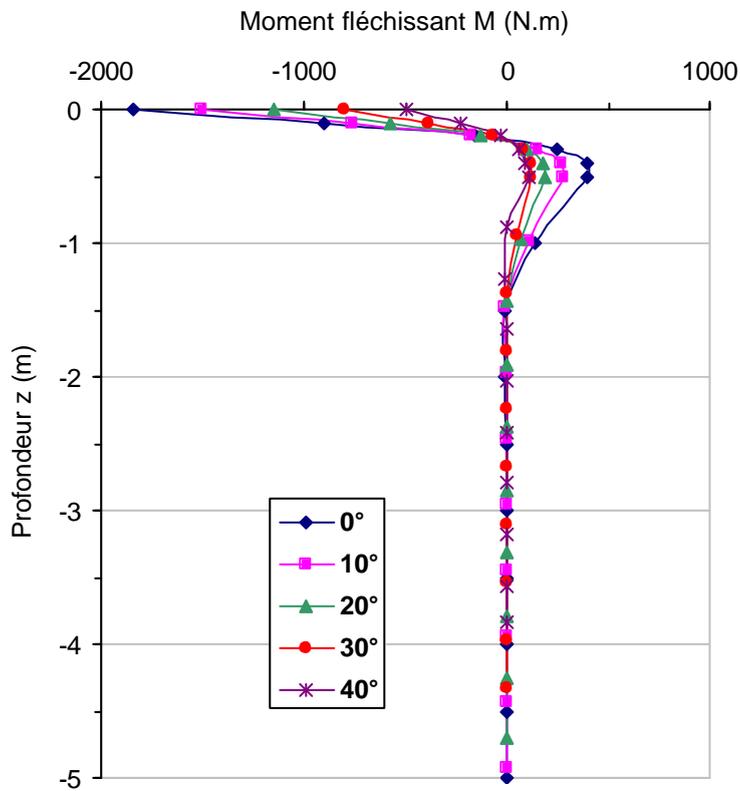


Figure A13.3 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=40$ kN).

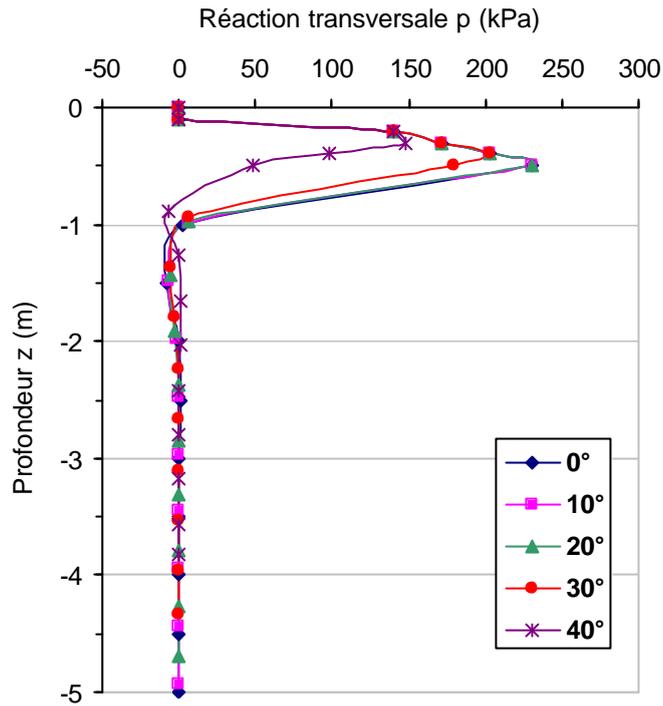


Figure A13.4 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=40$ kN).

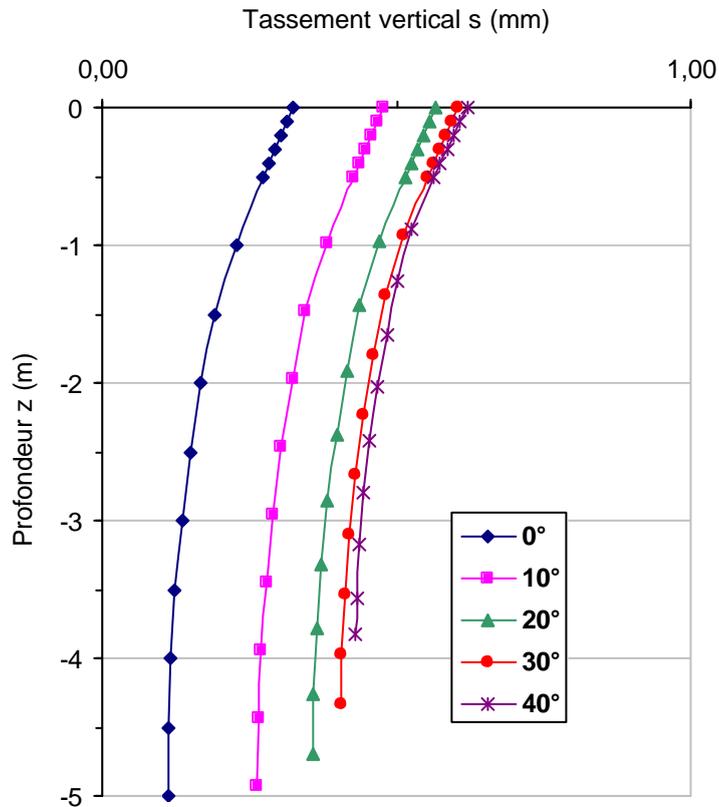


Figure A13.5 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=40$ kN).

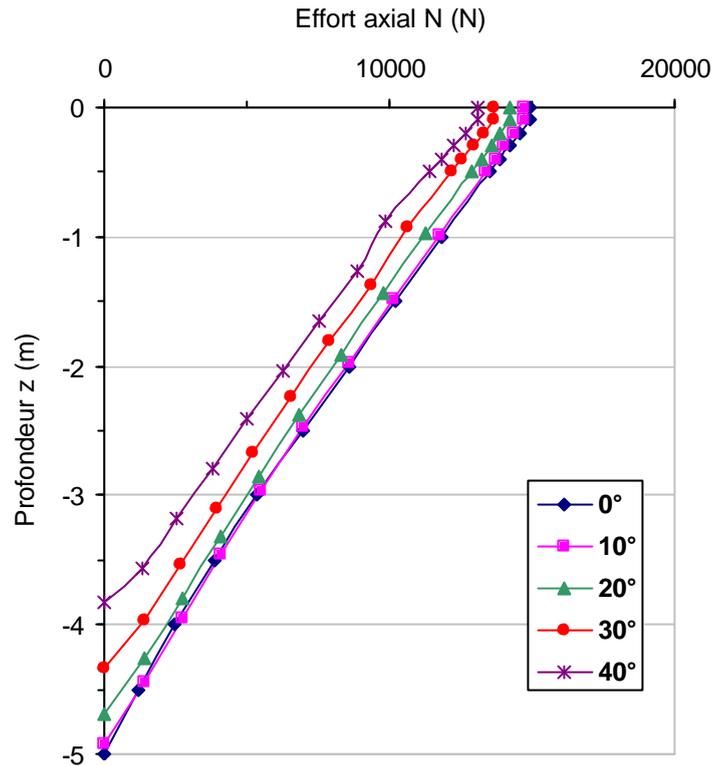


Figure A13.6 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=40$ kN).

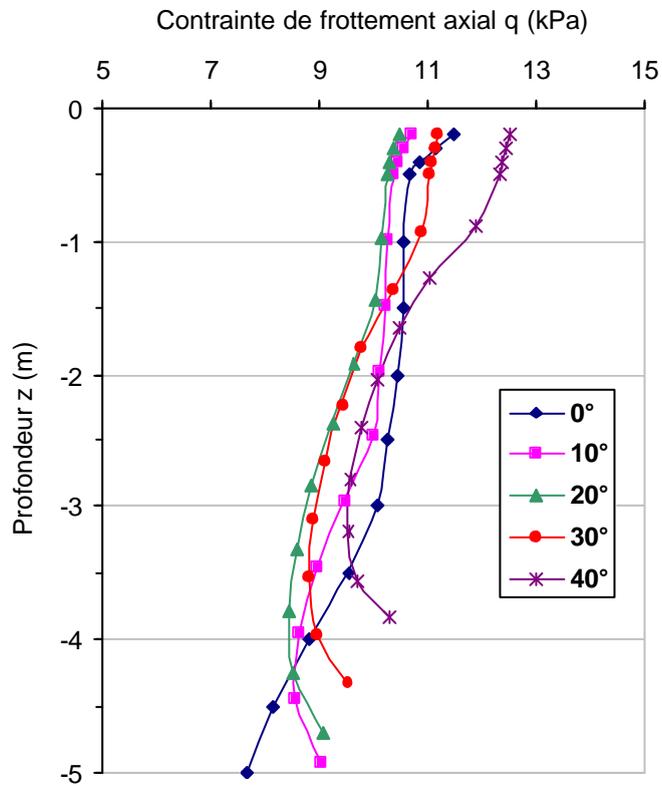


Figure A13.7 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=40$ kN).

Annexe A-14 : Résultats de l'étude paramétrique par GOUPEG. Cas du chargement horizontal d'un réseau élémentaire en double chevalet. (H=60 kN).

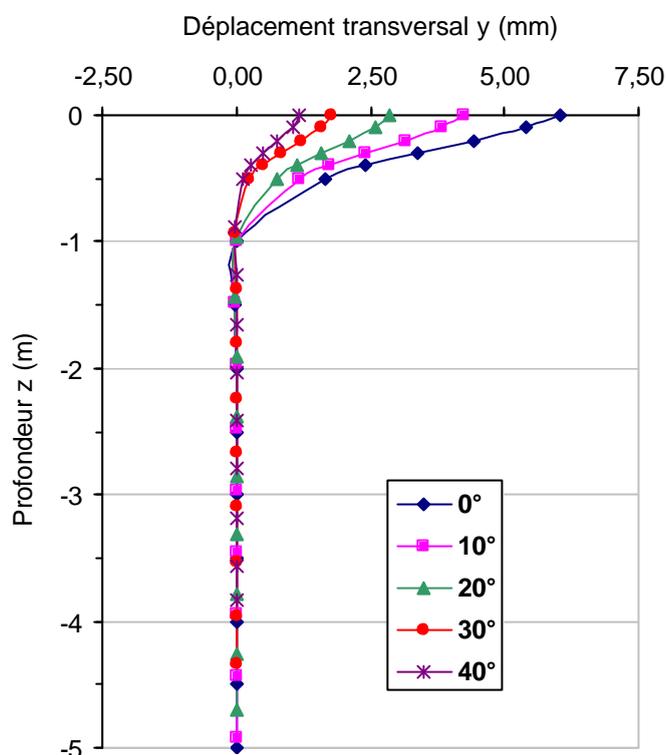


Figure A14.1 - Comparaison des courbes du déplacement transversal le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge H=60 kN).

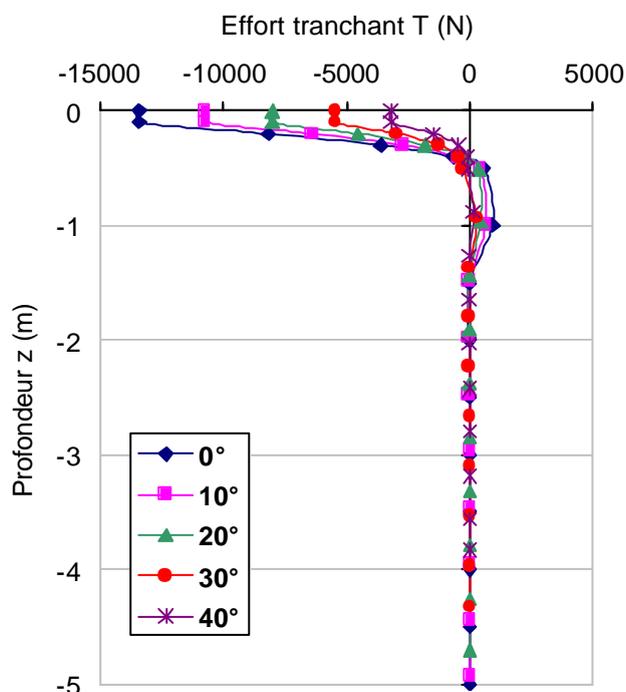


Figure A14.2 - Comparaison des courbes de l'effort tranchant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge H=60 kN).

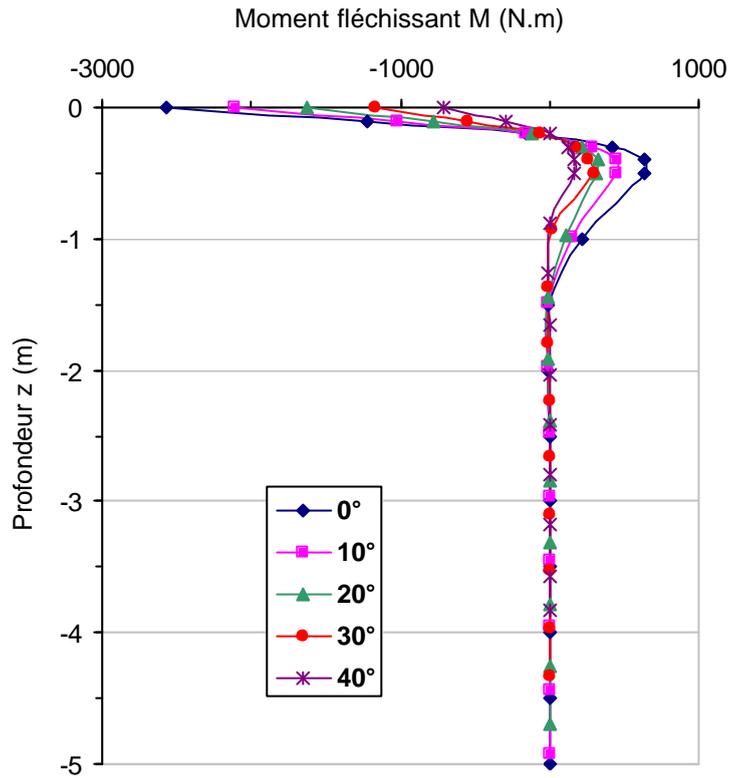


Figure A14.3 - Comparaison des courbes du moment fléchissant le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=60$ kN).

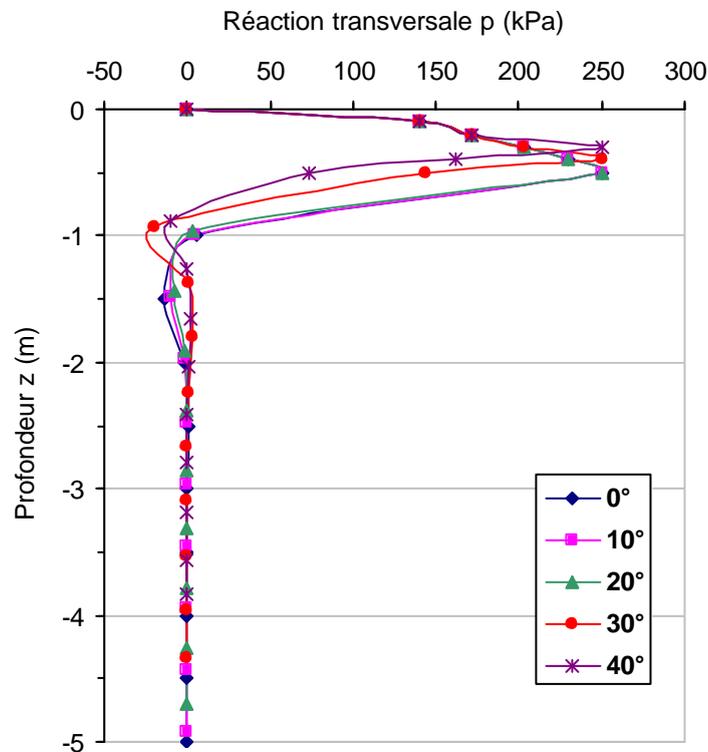


Figure A14.4 - Comparaison des courbes de la réaction transversale le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=60$ kN).

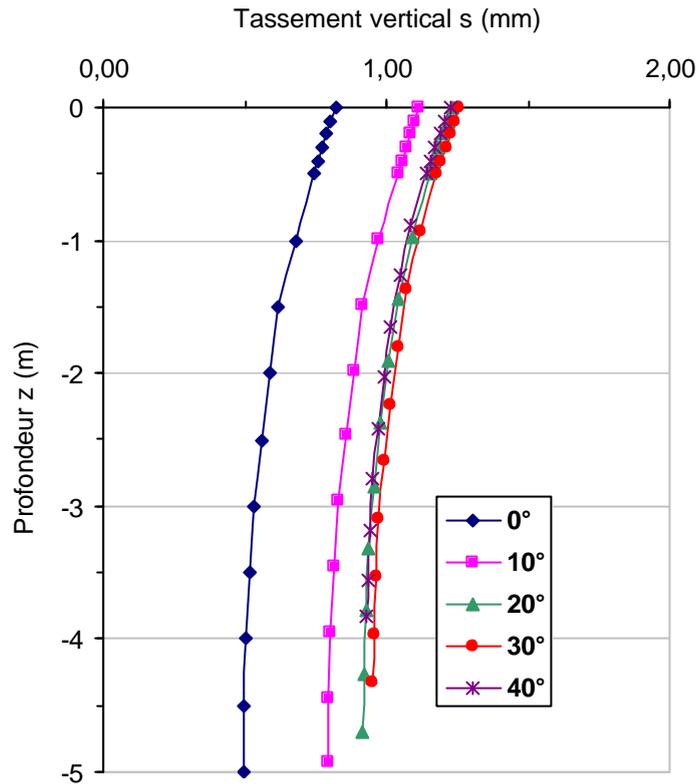


Figure A14.5 - Comparaison des courbes du tassement vertical le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=60$ kN).

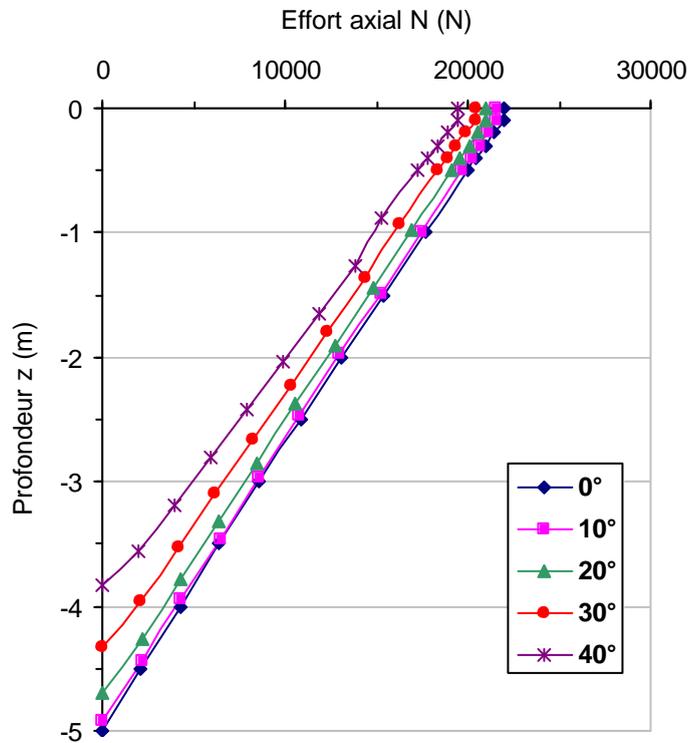


Figure A14.6 - Comparaison des courbes de l'effort axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=60$ kN).

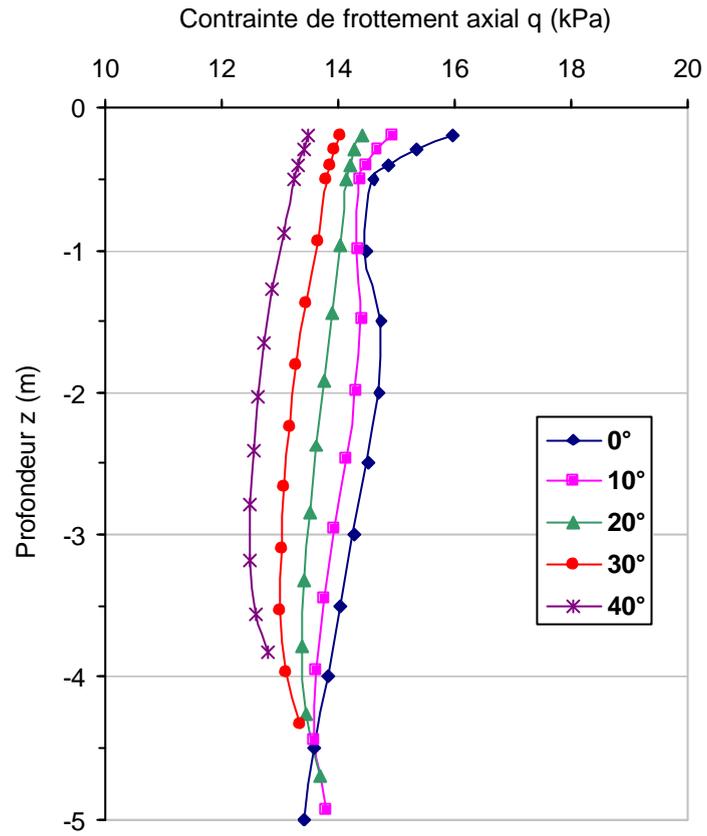


Figure A14.7 - Comparaison des courbes du frottement axial le long d'un micropieu en fonction de la profondeur et de l'angle d'inclinaison des micropieux (charge $H=60$ kN).