



HAL
open science

Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe

Kamran Maleki

► **To cite this version:**

Kamran Maleki. Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe. Matériaux. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. Français. NNT : . tel-00523150

HAL Id: tel-00523150

<https://pastel.hal.science/tel-00523150v1>

Submitted on 4 Oct 2010

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.

NS 19171 (4)

THESE DE DOCTORAT DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité : Géotechnique

présentée par

Kamran MALEKI

pour obtenir le grade de docteur de
l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

sur le sujet

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT DES
MICROPIEUX ISOLES ET EN GROUPE**

soutenue le 6 Juin 1995

devant le jury composé de Messieurs

Ilan JURAN	Rapporteur
Claude PLUMELLE	Rapporteur
Isam SHAHROUR	Rapporteur
Roger FRANK	Examineur
Cambyse BEHNIA	Examineur
François SCHLOSSER	Directeur de thèse

10



Remerciements

J'exprime ma profonde reconnaissance à Monsieur François SCHLOSSER, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Président Directeur Général de la société TERRASOL, pour son accueil chaleureux en France, pour avoir dirigé ce travail et, enfin, pour les précieux conseils qu'il m'a donnés toute au long de cette étude.

J'exprime également ma profonde gratitude à Monsieur Roger FRANK, Directeur du Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES), pour sa disponibilité, pour ses précieux conseils, pour le grand intérêt qu'il a apporté à mes recherches et, enfin, pour son amitié.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur Claude PLUMELLE, Professeur au Conservatoire National des Arts et Métiers et Conseiller Technique au Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP), à Monsieur Ian JURAN, Professeur à l'Université Polytechnique de New York et à Monsieur Isam SHAHROUR, Professeur à l'Université de Lille, qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être rapporteur de ce travail.

Je voudrais, par la même occasion, remercier vivement Monsieur Cambyse BEHNIA, Professeur à l'Université de Téhéran, qui a accepté d'examiner ce travail.

Je remercie particulièrement Monsieur François BAGUELIN, Directeur Scientifique de la société TERRASOL et Monsieur Eric DEGNY, Chef de la Section Bureautique et Micro-Informatique au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), pour les discussions constructives en matière d'analyse numérique.

Mes remerciements vont également à Monsieur Michel BUSTAMANTE, Ingénieur au LCPC et Mademoiselle Cécile MAUREL, Ingénieur au Laboratoire Régional de l'Est Parisien, pour toute la documentation et les renseignements qu'ils m'ont fournis concernant la partie expérimentale de ce travail.

J'adresse mes remerciements aux stagiaires du CERMES, Mesdemoiselles Amel AOUAMEUR et Fatiha HACHI et Monsieur Horatiu POPA, pour le travail en commun.

Je remercie tout spécialement ma famille et ma femme pour le soutien qu'elles m'ont apporté tout le long de mes études.

Enfin, grand merci à toute l'équipe du CERMES, plus particulièrement mes collègues thésards, pour leur amitié et l'ambiance de travail.

Résumé

Parmi les techniques de renforcement des sols par inclusions, les micropieux offrent un très vaste champ d'application pour les fondations, les reprises en sous-oeuvre et la stabilisation des pentes et talus.

La présente recherche qui fait partie du projet national *FOREVER (Renforcement des Sols par Micropieux)* a pour objet de modéliser le comportement des micropieux isolés ou en groupe, plus particulièrement développer des outils numériques permettant le calcul.

Pour l'étude du comportement des micropieux isolés sous charge axiale, en prenant en compte deux modèles pour la mobilisation du frottement latéral et la résistance de pointe (modèle basé sur l'utilisation des résultats pressiométriques MENARD et modèle basé sur le mécanisme de cisaillement pur d'anneaux concentriques avec une nouvelle définition pour le rayon d'influence), trois micropieux d'essai en vraie grandeur réalisés sur le chantier du TGV Paris-Bruxelles (1994) sont analysés.

Un modèle, dit modèle "*Multizones*", a été présenté et développé pour l'analyse non-linéaire des micropieux isolés et chargés latéralement. Ce modèle basé sur le concept de rotule plastique, calcule l'expansion de la zone plastifiée le long du micropieu. Il est introduit dans le programme PILATE-LCPC, donnant le nouveau programme "*PILATEP*". Les résultats de *PILATEP* sont comparés avec ceux obtenus par la méthode des éléments finis (programme CESAR-LCPC) ainsi qu'avec des résultats d'essais en modèle réduit par MAHMOUD et BURLY (1994).

Un nouveau modèle "hybride" de type "facteur z" et "facteur y" pour le calcul des groupes et des réseaux de micropieux est présenté. Ce modèle combine, d'une part, la méthode des fonctions de transfert de charge pour analyser chacun des micropieux du groupe (modèles 't-z' et 'p-y'), et d'autre part, les concepts du continuum élastique pour déterminer l'interaction entre les micropieux du groupe, appelée "effet de groupe". Ce modèle est introduit dans le programme GOUPIL-LCPC, donnant naissance au programme "*GOUPEG*". Afin de valider ce logiciel, on compare les résultats de *GOUPEG* aux résultats expérimentaux du groupe de trois micropieux en vraie grandeur (à Rueil-Malmaison, 1994).

Dans un réseau, les micropieux sont chargés axialement et latéralement. Dans ce cas, le couplage entre les efforts axiaux et latéraux est étudié.

Enfin, les résultats de *GOUPEG* sont comparés, avec succès, à ceux obtenus par les méthodes du continuum ainsi que par la méthode des éléments finis (programme CESAR-LCPC).

Mots - clés : micropieu-pieu-groupe de micropieux-réseau de micropieux-modèle hybride-frottement latéral-matrice transfert-effet de groupe-pressiomètre-MENARD-modèle réduit-sable-argile-essai en vraie grandeur.

Abstract

In recent years, reinforcing of soils by group or network of micropiles have found wide spread applications. This type of reinforcement is used in overcoming difficulties associated with differential settlement, unstable slopes, etc.

In this thesis, within the frame of the National Project *FOREVER (Reinforcing of Soils by Micropiles)*, different numerical methods for analysis of axially and laterally loaded isolated micropiles, micropile groups and networks are presented.

For analysis of axially loaded micropiles, we have selected two methods for the investigation of the soil-micropile interface. The first method correlates *Ménard* pressuremeter results with interface parameters. The second one based on the continuum media concept with a new definition of magical radius in non-homogenous soils. Three full scale experimental micropiles, realised for a bridge of TGV Paris-Brussels (1994), were successfully modeled using these two methods.

A new approach for modelization of non-linear behaviour of micropiles submitted to lateral loads is suggested. This is achieved by using of *non-dimensional moment-strain curve* for outer fibre of reinforcement. This model called "*Multizons*" allows to vary progressively the rigidity modulus of micropile around the position of maximal moment until plastic hinge.

This new method is implanted in existing numerical code PILATE-LCPC which uses a 'p-y' method. Calculation results of this new program called *PILATEP* are compared successfully with finite elements (code CESAR-LCPC) as well as with experimental data from the tests on small diameter piles by MAHMOUD and BURLY (1994).

In order to analyse the micropile groups and networks, a new *hybrid* method type "z factor" and "y factor", based on application of transfer matrix, is presented. This model uses, in one hand, load transfer approach ('t-z' & 'p-y' models) for analyzing individual micropiles in group and, in the other hand, continuum concept for evaluation of micropile-soil-micropile interaction.

This method is programmed in numerical code GOUPIL-LCPC which analyses micropile groups by load transfer method. A comparison is made of results obtained from this new code called *GOUPEG* by experimental data from a full scale test of a group contains three micropiles (in Rueil-Malmaison, 1994) and effectiveness of this program is proved.

In a network of micropiles, they are simultaneously loaded axially and laterally. A coupling between axial and lateral group effects is established.

Finally, the results obtained are confirmed with a good agreement, by different methods based on the continuum concept and finite elements method (code CESAR-LCPC).

Key - words : micropile-pile-micropile group-micropile network-hybride model-skin friction-transfert matrix-group effect-pressuremeter-MENARD-model test-sand-clay-full scale test.

Tables des Matières

Introduction générale	1
------------------------------	----------

Chapitre I Présentation des divers types de micropieux

1. Introduction	7
2. Définition et différents types des micropieux	9
3. Matériaux constitutifs des micropieux	11
3.1. Coulis	11
3.2. Armatures en acier	13
4. Mise en oeuvre des micropieux	14
4.1. Réalisation du forage	16
4.2. Mise en place des armatures	16
4.3. Scellement du micropieu au terrain	17
4.4. Liaison micropieu-structure	18
5. Application des micropieux	19
5.1. Reprise en sous-oeuvre	19
5.2. Travaux d'excavation	21
5.3. Stabilisation des pentes et talus	24

Chapitre II Etude du comportement des micropieux isolés sous charge axiale

Partie A : Etude bibliographique sur la prévision des courbes charge-déplacement sous effort axial **29**

1. Introduction	29
2. Méthode du continuum élastique (POULOS)	31
3. Méthodes pressiométriques	32
3.1. Pressiomètre Ménard (PM)	33
3.1.1. Méthode de GAMBIN	33
3.1.2. Méthode de FRANK et ZHAO	34

3.2. Pressiomètre autoforeur (PAF), Méthode BAGUELIN et al.	35
4. Méthode de HIRAYAMA	38
5. Méthode de KRAFT et al.	42
6. Méthode d'ARMALEH et DESAI	42
6.1. Courbe t-z	42
6.2. Courbe q-z	44
7. Méthode d'O'NEILL	46
8. Courbe adimensionnelle de VIJAYVERGIYA	47
9. Valeurs limites pour les courbes t-z et q-z	48
9.1. Essai pressiométrique	48
9.1.1. Règles du FASCICULE 62, Titre V	48
9.1.2. Méthode de BUSTAMANTE et DOIX	49
9.2. Essais de pénétration au cône (Pénétrromètre statique, C.P.T.)	50
9.3. Essai d'arrachement (Phicomètre) pour l'estimation de q_u	50
9.4. Essais de pénétration standard (SPT)	51
9.5. Essai de laboratoire	52
Partie B : Analyse des essais de chargement des micropieux d'Ath	53
1. Introduction	53
2. Expérimentation en vraie grandeur d'Ath	55
2.1. Micropieux d'essais	55
2.2. Instrumentation	55
3. Construction des courbes de mobilisation "t-z" et "q-z"	55
4. Essai d'arrachement du micropieu P.28	57
4.1. Instrumentation et arrachement	58
4.2. Calculs de prévision	59
4.3. Calculs interprétatifs	61
5. Essais de compression du micropieu C.2	62
5.1. Instrumentation et chargement	62
5.2. Calculs de prévision	64
5.3. Calculs interprétatifs	69
6. Essais de compression du micropieu P.32	70
6.1. Instrumentation et chargement	72
6.2. Calculs de prévision	73
6.3. Calculs interprétatifs	75
7. Conclusion	77

Chapitre III

Etude du comportement des micropieux isolés sous charge latérale

Partie A : Etude bibliographique sur l'analyse des pieux sous charge latérale	81
1. Introduction	81
2. Méthodes d'analyse des pieux chargés latéralement	83
2.1. Méthodes empiriques (1)	83
2.2. Théories simplifiées (2)	83
2.2.1. Théorie linéaire (2A)	84
2.2.2. Théorie non-linéaire (2B)	85
2.3. Analyses spécifiques (3)	88
2.3.1. Analyse linéaire (3A)	88
2.3.2. Analyse non-linéaire (3B)	89
2.3.3. Analyse non-linéaire avec un modèle de comportement du sol (3C)	89
3. Méthode "p-y"	91
3.1. Introduction	91
3.2. Prévion des courbes de réaction du sol	92
3.3. Equations d'équilibre	93
~~~~~	
<b>Partie B : Développement d'un modèle de plastification des micropieux (modèle "Multizones")</b>	<b>95</b>
1. Introduction	95
2. Présentation du programme PILATE	97
2.1. Principe et méthode de résolution	97
2.2. Construction du système linéaire	98
2.3. Organigramme du programme PILATE	98
3. Comportement en flexion de l'acier	100
3.1. Limites élastique et plastique du moment	101
3.2. Courbe adimensionnelle moment-déformamtion de l'acier	104
3.3. Expression analytique de la courbe	105
4. Modèle "Multizones" pour un micropieu	107
4.1. Choix de la rigidité à la flexion	107
4.2. Différentes étapes du modèle "Multizones"	109
5. Programme PILATEP	111
5.1. Procédure de calcul	111
5.2. Application	112
6. Validation du modèle Multizones (programme PILATEP)	116

7. Application à des essais expérimentaux	120
8. Conclusion	123

## Chapitre IV

### Etude des groupes de micropieux sous charges verticales

<b>Partie A : Etude bibliographique sur le tassement des groupes de pieux</b>	<b>127</b>
1. Introduction	127
2. Méthode du continuum élastique	129
2.1. Méthode de POULOS	129
2.2. Méthode du pieu équivalent	134
2.3. Méthode de YAMASHITA et al.	135
2.4. Méthode de RANDOLPH et WROTH	136
2.5. Méthode de BANERJEE	139
3. Méthodes des fonctions de transfert de charge	144
3.1. Méthode d'O'NEILL et al.	145
3.2. Méthode de CHOW	148
3.3. Méthode de LEE	150
3.3.1. Approche des couches hybrides	150
3.3.2. Méthode des facteurs d'influence analytique approchés	154
4. Méthodes des éléments finis	157
5. Méthodes empiriques	157
5.1. Méthode de SKEMPTON	157
5.2. Méthode de VESIC	158
5.3. Méthode de MEYERHOF	158
5.4. Méthode du radier général équivalent	158
5.5. Méthode du pieu équivalent	159
<b>Partie B : Analyse numérique du tassement des groupes de micropieux par modèle "hybride"</b>	<b>161</b>
1. Introduction	161
2. Programmes de calcul des groupes de pieux existants	163
2.1. Programme DEFPIG	163
2.2. Programme PIGLET	163
2.3. Programme PGROUP	164
2.4. Programme PILGP1	164
2.5. Programme GOUPIL	164

3. Principe du programme GOUPIIL	165
3.1. Lois de réaction du sol	165
3.2. Principe de résolution	167
3.2.1. Discrétisation physique	167
3.2.2. Discrétisation numérique	167
3.3. Structure et méthode de résolution	168
3.3.1. Vecteur d'état	168
3.3.2. Matrice-transfert	168
3.3.3. Conditions aux limites et éléments de rigidité en tête d'un pieu	169
4. Principe du programme GOUPEG	170
4.1. Facteurs multiplicatifs des courbes de mobilisation d'effort	170
4.2. Modification des courbes de mobilisation d'effort	175
4.3. Modification des matrices-transferts	177
4.4. Processus de convergence	179
4.5. Tests numériques	180
5. Validation de GOUPEG	185
5.1. Comparaison avec la méthode de POULOS	185
5.2. Comparaison avec la méthode de BANERJEE	188
5.3. Comparaison avec la méthode de RANDOLPH et WROTH	193
5.4. Comparaison avec la méthode des éléments finis (CESAR)	193
6. Conclusion	198
<b>Partie C : Analyse des essais de chargement de micropieux de Rueil-Malmaison</b>	<b>199</b>
1. Introduction	199
2. Expérimentation en vraie grandeur de Rueil-Malmaison	201
2.1. Déviation de Rueil	201
2.2. Caractéristiques des micropieux d'essais et du sol	204
2.2.1. Micropieux	204
2.2.2. Sol	206
2.3. Instrumentation et arrachement des micropieux	206
2.4. Programme de chargement	209
3. Analyse des essais de Rueil par GOUPEG	210
3.1. Calculs de prévision	210
3.2. Interprétation de l'essai du micropieu isolé	212
3.3. Interprétation de l'essai du groupe de micropieux	216
3.3.1. Analyse avec la courbe charge-déplacement du micropieu isolé	218
3.3.2. Analyse avec les frottements mesurés	222
4. Conclusion	227

## Chapitre V

### Etude des effets latéraux sur les groupes de micropieux

<b>Partie A : Etude bibliographique des groupes de pieux sous charges latérales et des pieux inclinés</b>	<b>231</b>
1. Introduction	231
2. Méthodes d'analyse des groupes de pieux sous charges latérales	233
2.1. Méthode du continuum	233
2.2. Méthodes des fonctions de transfert de charge	233
2.2.1. Méthode de FOCHT et KOCH	234
2.2.2. Méthode d'O'NEILL	234
2.2.3. Méthode de HARIHARAN et KUMARASAMY	234
2.2.4. Méthode de NOGAMI et PAULSON	234
2.2.5. Méthode de LEUNG et CHOW	235
2.2.6. Méthode d'OOI et DUNCAN	235
2.3. Méthodes des éléments finis	235
2.4. Méthode empiriques	235
2.4.1. Méthode de DAVISSON	235
2.4.2. Méthode de BOGARD et MATLOCK	235
2.4.3. Méthode de DUNNAVANT et O'NEILL	236
3. Pieux inclinés	236
3.1. Méthode d'analyse des pieux inclinés	236
3.1.1. Comportement isolé	236
3.1.2. Pieux inclinés en groupe	237
3.2. Résultats expérimentaux	237
 <b>Partie B : Analyse numérique des groupes de micropieux chargés axialement et latéralement. Etude d'un chevalet</b>	 <b>239</b>
1. Introduction	239
2. Principe de programmation dans GOUPEG	241
3. Facteurs multiplicatifs des courbes de mobilisation d'effort	241
4. Modification des courbes de mobilisation d'effort	248
5. Modification des matrices-transferts	250
5.1. Charge axiale	250
5.2. Charge latérale	251
6. Processus de convergence	255
7. Tests numériques	255

<b>8. Validation de GOUPEG</b>	<b>266</b>
8.1. Comparaison avec la méthode du continuum	266
8.2. Comparaison avec la méthode des éléments finis (CESAR)	272
<b>9. Conclusion</b>	<b>273</b>
<b>Conclusion générale</b>	<b>281</b>
<b>Annexe A</b>	<b>285</b>
<b>Annexe B</b>	<b>293</b>
<b>Annexe C</b>	<b>299</b>
<b>Annexe D</b>	<b>303</b>
<b>Annexe E</b>	<b>307</b>
<b>Annexe F</b>	<b>315</b>
<b>Annexe G</b>	<b>321</b>
<b>Références bibliographiques</b>	<b>331</b>





## Introduction générale

La nécessité de construire sur des sols de qualité médiocre, d'une part, et la confortation de bâtiments et d'ouvrages existants afin d'en limiter les déplacements, d'autre part, a donné naissance, ces trente dernières années, à de très nombreuses techniques de renforcement et d'amélioration des sols avec ou sans inclusions.

Parmi les techniques de renforcement des sols par inclusions, les micropieux offrent un très vaste champ d'application pour les fondations, les reprises en sous-oeuvre, les travaux d'excavation et la stabilisation des pentes et talus. Ils sont utilisés depuis plus de quarante ans et offrent une solution économique, de coût souvent intermédiaire entre celui des fondations profondes et celui des fondations superficielles, afin d'augmenter la capacité portante du sol ou de limiter les déplacements.

Si le comportement du micropieu isolé sous chargement vertical est relativement bien connu, il n'en est pas de même pour les groupes et les réseaux de micropieux utilisés classiquement. Un réseau dans lequel les micropieux sont placés subverticalement, mais dans des directions variées, permet d'avoir une très bonne interaction entre le sol et les micropieux qui l'enserrent. Afin de connaître des mécanismes de cette interaction, il faudrait étudier théoriquement et expérimentalement le comportement particulier des micropieux isolés, en groupe et en réseau.

La présente recherche a pour objet de contribuer à l'étude du comportement des micropieux isolés ou en groupe. Il s'agit de modéliser ce comportement, plus particulièrement développer des outils numériques permettant le calcul, puis valider ces outils avec les résultats expérimentaux ou obtenus par d'autres outils numériques.

Cette recherche fait partie du projet national FOREVER. Le programme de FOREVER, projet géré par l'Institut pour la Recherche appliquée et l'EXpérimentation en génie civil (IREX), prévoit de développer des outils de dimensionnement fiables pour les groupes et les réseaux de micropieux à partir des connaissances actuelles et de résultats d'expérimentations faisant partie du projet. Tout ou partie de ces résultats devrait faire l'objet de recommandations, destinées à être prises en compte dans les documents réglementaires et normatifs.

L'étude qui suit est composée de cinq chapitres.

Le *chapitre I* décrit les différents types de micropieux, les matériaux constitutifs de ce genre de fondation, leur mise en oeuvre et enfin, quelques exemples d'application.

Les chapitres suivants sont constitués de deux parties :

- une partie bibliographique (partie A) qui fait la synthèse sur les connaissances actuelles concernant le sujet traité par le chapitre et,
- une seconde partie (partie B et parties B+C pour le *chapitre IV*) qui contient les apports originaux de cette étude.

Le *chapitre II* est consacré à l'étude du comportement des micropieux isolés sous charge axiale. L'étude bibliographique (partie A) décrit les différentes méthodes de prévision des courbes charge-déplacement sous effort axial.

La deuxième partie B de ce chapitre concerne l'interprétation des essais en vraie grandeur de trois micropieux réalisés à Ath en Belgique. Pour les trois micropieux, en prenant en compte deux modèles pour la mobilisation du frottement latéral et la résistance de pointe (modèle trilineaire de FRANK et ZHAO et modèle bilinéaire basé sur le mécanisme de cisaillement pur d'anneaux concentriques) des calculs prévisionnels et interprétatifs sont réalisés. Cette partie compare aussi deux méthodes de l'estimation des valeurs limites unitaires pour les courbes de mobilisation d'effort des micropieux (propositions du FASCICULE 62, Titre V et celles de BUSTAMANTE et DOIX).

Le *chapitre III* est consacré à l'étude du comportement des micropieux isolés sous charge latérale. La partie bibliographique A décrit les différentes méthodes d'analyse des pieux chargés latéralement et détaille la méthode dite "p-y".

La deuxième partie B du *chapitre III* présente le développement d'un modèle, dit modèle "Multizones", pour l'analyse non-linéaire des micropieux isolés et chargés latéralement. Ce modèle basé sur le concept de rotule plastique, calcule l'expansion de la zone plastifiée le long du micropieu. Il est introduit dans le programme PILATE-LCPC, donnant le nouveau programme "PILATEP". Ce programme est testé numériquement et, afin de le valider, les résultats sont comparés avec ceux obtenus par la méthode des éléments finis (programme CESAR-LCPC). Enfin, les résultats de PILATEP sont comparés avec des résultats d'essais en modèle réduit récemment publiés.

Le *chapitre IV* concerne l'étude des groupes de micropieux sous charges verticales et comprend trois parties. L'étude bibliographique (partie A) concerne les différentes méthodes de calcul du tassement des groupes de pieux.

La partie B est consacrée au développement d'une méthode numérique de calcul tridimensionnelle des groupes de micropieux par modèle "hybride". Ce modèle combine, d'une part, la méthode des fonctions de transfert de charge pour analyser chacun des micropieux du groupe, et d'autre part, les concepts du continuum élastique pour déterminer l'interaction entre les micropieux du groupe, appelée "effet de groupe". Après la présentation de la formulation, l'influence du modèle "hybride" sur la courbe de mobilisation du frottement latéral et la matrice-transfert de la charge axiale est étudié analytiquement. Ce modèle est introduit dans le programme Goupil-LCPC, donnant naissance au programme "Goupeg". L'effet de la discrétisation numérique dans Goupeg sur les déplacements et les frottements distribués le long des micropieux du groupe est, ensuite, examiné numériquement. Enfin, les résultats calculés par ce nouveau programme sont comparés à ceux obtenus par de différentes méthodes du continuum élastique ainsi que par la méthode des éléments finis (programme CESAR-LCPC).

Dans le cadre de la participation des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC) à FOREVER, le Laboratoire Régional de l'Est Parisien (LREP) a mené une expérimentation d'un groupe de trois micropieux en vraie grandeur sur le chantier de la Déviation de Rueil-Malmaison. Cette expérimentation réalisée en liaison avec la Direction Départementale de l'Équipement des Hauts-de-Seine (DDE 92), le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), l'Entreprise SOLETANCHE et le Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES), fait l'objet la troisième partie C du *chapitre IV*. Cette partie

consiste à valider le modèle mis au point, en comparant les résultats calculés par GOUPEG aux résultats expérimentaux du groupe de trois micropieux, ainsi que du micropieux isolé de référence.

Le chapitre V est consacré à l'étude des effets latéraux sur les groupes de pieux en présence d'effets axiaux. L'étude bibliographique (partie A) concerne les différentes méthodes d'analyse des groupes de pieux sous charge latérale. Cette partie décrit également certains aspects théoriques et expérimentaux du comportement des pieux inclinés isolés ou en groupe.

La deuxième partie B de ce chapitre concerne l'analyse numérique bidimensionnelle (déformation plane) des groupes de pieux chargés axialement et latéralement par le modèle "hybride". On analyse l'élément de base d'un réseau, à savoir un chevalet (deux micropieux inclinés). On donne la formulation générale et on étudie analytiquement, le couplage entre les efforts axiaux et latéraux, ainsi que l'influence du modèle "hybride" sur les courbes de mobilisation du frottement latéral et la réaction latérale et sur les matrices-transferts (en compression/traction et en flexion). Ce modèle est, lui même, introduit dans le programme GOUPEG. On examine numériquement l'effet de la discrétisation dans GOUPEG sur les déplacements axiaux et latéraux, d'une part, et sur les frottements et les réactions distribués le long des micropieux du groupe, d'autre part. Enfin, les résultats de GOUPEG sont comparés à ceux obtenus par une méthode du continuum ainsi que par la méthode des éléments finis (programme CESAR-LCPC).

Le tableau synthétique ci-dessous permet de mieux cerner ce qui constitue cette recherche tant sur les plans de l'étude bibliographique, des développements des modèles et des outils numériques, que sur celui de la validation numérique ou par mesures d'essais.

Chapitre	Etude bibliographique	Développement d'un modèle	Développement d'un outil numérique	Validation numérique	Validation par mesures d'essais
I. Généralités sur les micropieux	oui	-	-	-	-
II. Micropieux isolés sous charge axiale	oui	-	non (utilisation de PIVER-LCPC)	-	oui, essais en vraie grandeur d'Ath
III. Micropieux isolés sous charge latérale	oui	Multizones	oui, extension de PILATE-LCPC → PILATEP	oui, avec CESAR-LCPC	oui, essais sur modèles réduits
IV. Groupes de micropieux sous charges axiales	oui	Hybride 3D	oui, extension de GOUPIL-LCPC → GOUPEG	oui, avec 3 méthodes du continuum et CESAR-LCPC	oui, essais en vraie grandeur de Rueil-Malmaison
IV. Groupes de micropieux chargés axialement et latéralement	oui	Hybride 2D	oui, complément à GOUPEG	oui, avec une méthode du continuum et CESAR-LCPC	-



## **Chapitre I**

### **Présentation des divers types de micropieux**



## **1. Introduction**

Le problème des terrains médiocres est un problème important et l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sites, afin d'augmenter la capacité portante ou limiter les déplacements, sont l'objet de nombreuses recherches en géotechnique. Cette idée de l'amélioration des sols a donné naissance à de nombreuses méthodes de renforcement des sols par inclusions.

Parmi les techniques de renforcement des sols, les micropieux ouvrent un vaste domaine d'application pour les fondations, la stabilité des pentes, les murs de soutènement, les radiers, etc.

Les micropieux sont utilisés en groupe ou en réseaux. Ils sont intéressants dans les terrains difficilement accessibles, où l'utilisation de matériels classiques d'exécution de pieux normaux est difficile.

Dans ce chapitre, on étudie brièvement les différents types des micropieux utilisés, leur mise en oeuvre et, enfin, quelques exemples d'application.





## 2. Définition et différents types des micropieux

Un micropieu est défini par le Document Technique Unifié (D.T.U. 13.2, 1978) comme un pieu foré de petit diamètre, inférieur à 250 mm.

Les premiers micropieux sont développés par LIZZI (1982a) sous le nom de "Pali radice" (pieu racine) au début des années 50. Le schéma typique de ce type de micropieu est montré à la figure I.1.

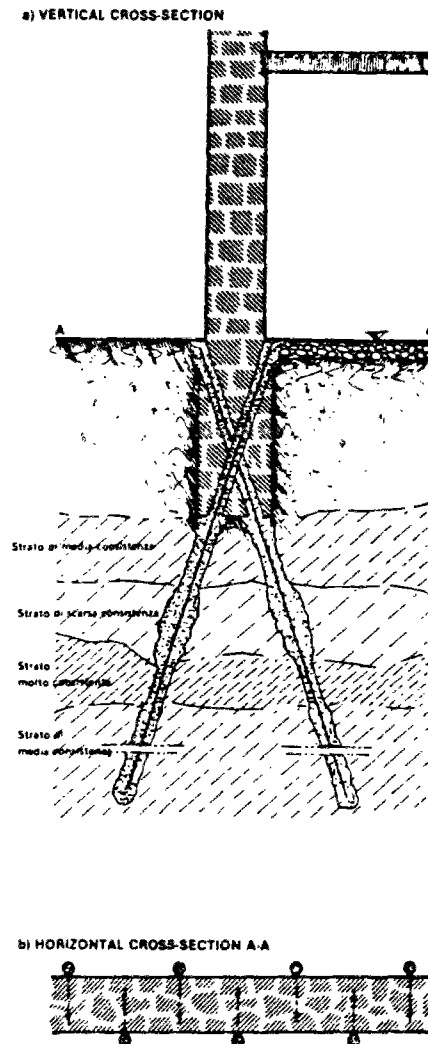


Fig. I.1 : "Pali radice", pieu racine  
(LIZZI, 1982a)

Dans le Document Technique Unifié (D.T.U. 13.2, 1978), il n'y a que deux types de micropieux ; mais son additif modificatif n°2 (Décembre 1991) définit 4 types de micropieux, forés de diamètre inférieur à 250 mm.

Le tableau I.1 montre ces 4 types de micropieux. Cette classification est faite selon le matériel de forage et également, selon le remplissage du forage.

Type	Diamètre (mm)	Description et matériel de forage	Remplissage de forage	Remarque	Dénomination
I	< 250	pieu foré tubé, le forage est équipé ou non d'armatures	rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur	le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier	--
II	< 250	pieu foré, le forage est équipé d'armatures	rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur		--
III	< 250	pieu foré, le forage est équipé d'armature 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	injection, faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa ; elle est globale et unitaire	le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage, si la nature du sol le permet	IGU (injection globale et unitaire)
			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 ; elle est répétitive et sélective		
IV	< 250				IRS (injection répétitive et sélective)

Tableau I.1 : Différents types des micropieux  
(d'après additif modificatif n°2, 1991 du D.T.U 13.2, 1978)

VEZOLE (1994) cite un autre mode de remplissage de forage, "l'injection répétitive simultanée" dans lequel on utilise un tube à manchettes classique ainsi qu'un tube de diamètre très faible, muni de clapets. Après prise du coulis de gaine, mais dans un délai assez court pour que la résistance en traction du coulis soit inférieure à la plus faible des pressions limites des sols concernés, on purge d'air le tube d'injection puis le coulis sera, sous pression, injecté de manière à ce que la gaine au droit de chaque clapet soit claquée. VEZOLE remarque que, dans cette méthode, la quantité de coulis injectée est, par rapport aux modes IGU et IRS, plus importante dans les couches les moins résistantes.

### 3. Matériaux constitutifs des micropieux

Un micropieu est composé de deux parties ; un coulis (en général, injecté) et des armatures en acier.

#### 3.1 Coulis

BUSTAMANTE et DOIX (1985) précisent que, pour un sol donné, la résistance d'un micropieu dépend de plusieurs facteurs :

- la technique de mise en place du coulis ou le mode de scellement;
- le nombre de passes d'injection ( $N_i$ ) et les quantités finales de coulis injectées ( $V_i$ );
- les pressions effectives d'injection ( $p_i$ );
- les débits d'injection ( $Q_i$ );
- enfin, la nature du coulis dont les caractéristiques rhéologiques et mécaniques doivent rester conformes aux spécifications du document TA 86 (1986).

En ce qui concerne la technique de mise en place du coulis, les essais comparatifs montrent que le mode de scellement IRS (voir tableau I.1) fournit, par rapport au mode de scellement IGU (voir tableau I.1), une meilleure résistance (BUSTAMANTE et DOIX, 1985).

Il est à noter que pour un micropieu du type IRS, le scellement est fait en plusieurs phases avec un intervalle dans le temps. Les auteurs indiquent qu'il semble avantageux, pour les alluvions, de procéder en une ou deux phases. Egalement, par obligation, on effectue le scellement en trois ou quatre phases, mais un trop grand nombre de phases présente toujours l'inconvénient d'allonger la durée des opérations et celui de diminuer considérablement les chances de passer dans le terrain la quantité totale de coulis souhaitée (difficulté de claquage).

La quantité totale de coulis injectée  $V_i$  est un paramètre important qui détermine la capacité d'ancrage du scellement (BUSTAMANTE et GOUVENOT, 1976 ; BUSTAMANTE, DELMAS et LACOUR, 1978 ; GOUVENOT, 1978). Son estimation reste encore toutefois très difficile (BUSTAMANTE et DOIX, 1985).

BUSTAMANTE et DOIX (1985) ont proposé des règles pour le nombre de phases d'injection  $N_i$  pour un sol meuble et pour un sol de nature rocheuse, résumées au tableau I.2.

En ce qui concerne la pression d'injection  $p_i$ , il faut remarquer que ce paramètre correspond à la pression mesurée en tête de forage, et non au niveau de la manchette. Il est à noter que les valeurs élevées de  $p_i$  n'assurent pas systématiquement des scellements de qualité (JORGE, 1970 et GOUVENOT, 1973).

Type de sol	$N_i$	Quantité injectée	Remarque
Sol meuble (argiles, sables et graves)	3	pour $N_i = 1 : v_1 = V_i/2$	laisser entre deux phases consécutives de 6 à 12 heures pour éviter la résurgence
		pour $N_i = 2 : v_2 = V_i/4$	
		pour $N_i = 3 : v_3 = V_i/4$	
Sol rocheux et très compact	2	pour $N_i = 1 : v_1 =$ la majeure partie de $V_i$	la deuxième phase est pour parfaire simplement l'injection
		pour $N_i = 2 :$ le reste de $V_i$	

Tableau I.2 : Phases d'injection selon le type de sol  
(d'après BUSTAMANTE et DOIX, 1985)

GOUVENOT (1973) et BUSTAMANTE (1980) expliquent que  $p_i$  au moins égal ou légèrement supérieur à la pression limite du terrain  $p_l$ , assure aux micropieux IRS, tout au moins pour des sols meubles, des tenues de scellement nettement meilleures que celles auxquelles conduisent des pressions  $p_i$  quasi gravitaires ou ne représentant qu'une modeste fraction de  $p_l$ . Il faut souligner que cela est moins vrai pour les formations compactes et de nature rocheuse (BUSTAMANTE et DOIX, 1985).

BUSTAMANTE et DOIX (1985), pour simplifier les critères de choix de la pression  $p_i$ , ont proposé pour les différents systèmes :

- **  $p_i > p_l$  pour les micropieux IRS;
- **  $0.5 p_l < p_i < p_l$  pour les micropieux IGU.

Enfin, en ce qui concerne le débit de l'injection  $Q_i$ , les données sont rares. Selon les travaux de BUSTAMANTE (1980), pour des tirants de la gamme IRS dans des argiles plastiques, un faible débit diminue les risques de déperdition de coulis entrant dans la constitution du bulbe. BUSTAMANTE et DOIX (1985) ont remarqué que les plages suivantes de débits conduisent à une bonne qualité de scellement :

- ** 0,3 à 0,6 m³/h pour les sols cohérents;
- ** 0,8 à 1,2 m³/h pour les sols frottants.

Il est à noter que le rapport pondéral ciment/eau (C/E) influence les caractéristiques mécaniques du coulis. La valeur de ce rapport utilisée typiquement pour les micropieux varie de 1,8 à 2,2 d'après BRUCE (1992) et de 2 à 2,5 d'après VEZOLE (1994). Selon ce dernier, on s'écarte parfois de ces valeurs, en particulier, lorsqu'un coulis est utilisé comme fluide de forage (dans le cas des micropieux autoforeurs).

Pour le coulis d'injection, le D.T.U. 13.2 (1978) impose un dosage minimal en ciment de 1200 kg/m³, ce qui correspond à un rapport pondéral ciment/eau (C/E) de 2 environ.

Les produits d'addition peuvent être ajoutés en relativement petite quantité, afin de modifier les propriétés du coulis.

### 3.2. Armatures en acier

La charge que doivent supporter les micropieux dicte la quantité d'armatures. Par exemple, les micropieux de petite capacité, réagissant seulement en compression, ont une cage de barres à haute résistance supportées par des renforcements hélicoïdaux ou un nombre limité de barres à haute résistance. Lorsque ces micropieux réagissent en traction la dernière méthode est adoptée (BRUCE, 1992).

Pour les capacités plus élevées et afin de minimiser la déflexion ou résister à des actions latérales importantes, des tubes sont généralement utilisés. Ce genre de renforcement a un grand rayon de giration et un moment d'inertie identique dans toutes directions et donc de bonnes propriétés intrinsèques.

Dans la pratique, on utilise comme armatures pour les micropieux (AMAR, 1993) :

- des barres d'acier haute adhérence;
  - des barres Gewi;
  - des barres Dywidag ou faisceaux de barres;
  - des tubes "gaz, ou pétroliers";
- etc.

La figure I.2 représente un exemple d'armature type Gewi (CADILHAC, 1982) et le tableau I.3 en donne les propriétés mécaniques (Document D.S.I., 1994).

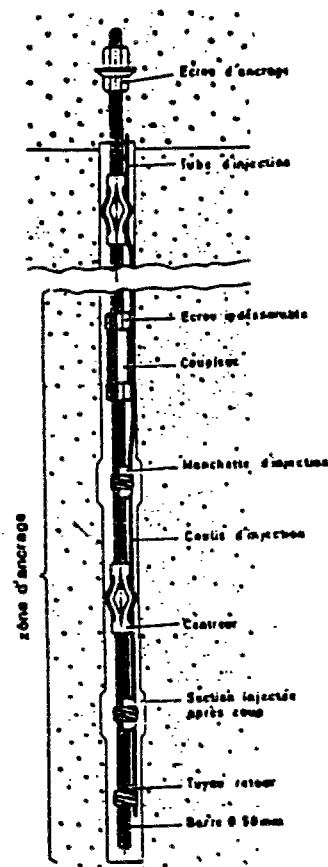


Fig. I.2 : Micropieu Gewi avec réservation pour injection (CADILHAC, 1982)

GEWI-Pile, steel properties												
Steel grade	Bar dia.		Cross sectional area		Ultimate load		Yield load		Nominal weight		Maximum threadbar dia.	
	No.	mm	in ²	mm ²	kips	kN	kips	kN	lbs / ft	kg / m	in	mm
60	# 14	43	2.25	1452	202.5	901	135	601	7.65	11.38	1.86	47.2
60	# 18	57	4.00	2581	360	1601	240	1068	13.60	20.24	2.50	63.5
75	# 20	63.5	4.91	3167	491	2184	368	1637	16.71	24.86	2.72	69.0
60	3 x # 14	3 x 43	6.75	4356	607.5	2702	405	1802	22.95	34.14	-	-
60	3 x # 18	3 x 57	12.00	7743	1080	4804	720	3203	40.80	60.72	-	-
75	3 x # 20	3 x 63.5	14.73	9501	1473	6552	1104	4911	50.13	74.58	-	-

Tableau I.3 : Propriétés mécaniques des armatures du pieu Gewi  
(Document Dywidag-Systems International, 1994)

Les données pour les barres Dywidag sont fournies dans le tableau I.4.

Steel grade yield/ultimate N/mm ²	Number of bars	Nominal diameter mm	Ultimate load $F_2 =$ $B_2 \cdot A$ kN	Working load				Yield load $F_3 =$ $B_3 \cdot A$ kN	Working load		
				Ult. load 1.6 kN	Ult. load 1.7 kN	Ult. load 1.8 kN	Ult. load 2.0 kN		0.75 Yield load (Yield load/ 1.33) kN	0.6 Yield load (Yield load/ 1.67) kN	Yield load/ 1.75 kN
835/1030	1	26.5	568	365	334	316	284	460	345	276	263
835/1030	1	32.0	828	518	487	460	414	671	503	403	384
835/1030	1	36.0	1048	655	617	583	524	850	637	510	486
1080/1230	1	26.5	678	424	399	377	339	595	446	357	340
1080/1230	1	32.0	969	618	582	549	495	868	651	521	496
1080/1230	1	36.0	1252	783	736	696	626	1099	824	659	628

Designation according to S1-standard: F = force, A = cross sectional area of steel

Tableau I.4 : Propriétés mécaniques des barres Dywidag  
(BRUCE, 1992)

On donne aux tableaux I.5 et I.6 les armatures utilisées pour la réalisation des micropieux par des entreprises françaises, type TM proposé par l'entreprise BACHY et type IM proposé par l'entreprise SOLETANCHE, respectivement. Ces deux types de micropieux sont des micropieux IRS.

#### 4. Mise en oeuvre des micropieux

Les principales phases de réalisation des différents types de micropieux sont :

I - réalisation du forage;

- 2 - mise en place des armatures (pour le type I ce n'est pas obligatoire);
- 3 - scellement du micropieu au terrain;
- 4 - liaison micropieu-structure.

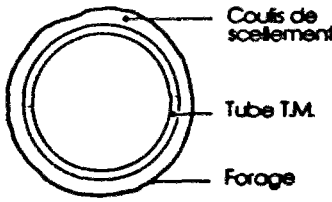
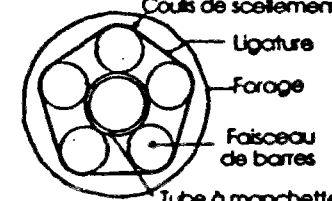
armature	Dimension unitaire mm	Limite élastique $\sigma_e$ kg/mm ²	FORAGE Diamètre minimum en mm	CAPACITÉ NOMINALE unitaire	
				2/3 $\sigma_e$ S tonnes	1/2 $\sigma_e$ S tonnes
<b>TYPE TUBE</b> 	Ø 89/70	56	120	88	66
	Ø 95/114	39	145	61	46
	Ø 109/127	56	160	118	89
	Ø 121/140	39	170	82	62
	Ø 147/168	56	200	127	95
	Ø 147/168	39		88	66
<b>TYPE BARRE</b> 	Tor Ø 32	42	Fonction du nombre de barres dans le faisceau	22	17
	Tor Ø 40	42		35	26
	Gewy Ø 50	42		55	41
	Dywidag Ø 26,5	85		31	23
	Dywidag Ø 32	85		45	34
	Dywidag Ø 36	85		57	43

Tableau I.5 : Micropieux type TM  
(Document BACHY, 1976)

DEFINITION DE L'ARMATURE		CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES				CAPACITE NOMINALE	
TYPE D'ARMATURES	Dimensions mm	Limite élastique $\sigma$ MPa	Diamètre minimum du forage mm	Section d'acier S cm ²	Inertie de l'acier cm ⁴	2/3 $\sigma_e$ S kN	1/2 $\sigma_e$ S kN
PROFILE	IPE 100 x 55 x 4	240	150	10	171/16	160	120
TUBES	Ø 46/60	390 530	100	12	43	310 420	230 310
	Ø 70/89	390 530	120	23	189	600 820	450 620
	Ø 97/114	390 530	150	28	394	730 1000	550 750
	Ø 109/127	390 530	170	34	584	880 1200	660 900
	Ø 157/178	390 530	200	50	1728	1300 1760	980 1320
BARRES ET FAISCEAU DE BARRES	Ø 20 T	400	60 à 250 mm suivant le nombre de barres du faisceau	3	suivant le nombre de barres et le diamètre du faisceau	80	60
	Ø 32 T	400		8		210	160
	Ø 40 T	400		13		340	260
	Ø 26 DY	800		5		280	210
	Ø 33 DY	800		8		450	330
	Ø 36 DY	800		10		530	400
	6 Ø 32 T	400		150		48	129
4 Ø 36 DY	800	150	40	129	2120	1600	

Tableau I.6 : Micropieux type IM  
(Document SOLETANCHE, 1993)



#### 4.1. Réalisation du forage

La perforation est, en général, réalisée avec l'utilisation d'un tubage ; il peut être vertical ou incliné et d'un diamètre le plus souvent compris entre 100 et 200 mm (AZUAR et RENAULT, 1986). Le tubage est systématiquement utilisé lors de la perforation en terrain meuble. Les avantages considérables d'utilisation du tubage est, d'une part, assurer une vitesse de perforation importante, et d'autre part, éviter une forte décompression du terrain.

Il est à noter que ce forage est fait par des machines de forage légères et donc avec une réduction importante d'encombrement. Ce mode d'application est très adapté au cas des reprises en sous-oeuvre où la place pour des machines de forage est exiguë (AMAR, 1993).

Le forage peut être exécuté, soit par un marteau fond de trou dans le cas d'un sol rocheux et hors d'eau, soit par un trîcône, à l'eau ou à la boue de forage, dans la majorité des cas. Dans la boue bentonique est parfois ajouté du ciment pour assurer une préinjection.

Un micropieu peut aussi être mis en place par battage ; cela est possible dans le cas des terrains meubles.

#### 4.2. Mise en place des armatures

Les armatures des micropieux sont généralement mises en place par jonction d'éléments de longueur unitaire généralement inférieure à 2 m, en moyenne. Deux types de raboutage sont essentiellement utilisés : le manchonnage et la soudure (AZUAR et RENAULT, 1986). Les manchons peuvent être vissés (par exemple, dans le cas d'utilisation de barres type Dywidag ou Gewi, voir Fig. I.2) ou sertis.

Pour les micropieux de types III et IV, outre les armatures, le trou de forage est équipé d'un tube à manchette afin d'injecter sous pression. Ces manchettes permettent l'injection du coulis en plusieurs phases.

La figure I.3 montre Le schéma de fonctionnement d'un tube à manchette (BUSTAMANTE, 1979).

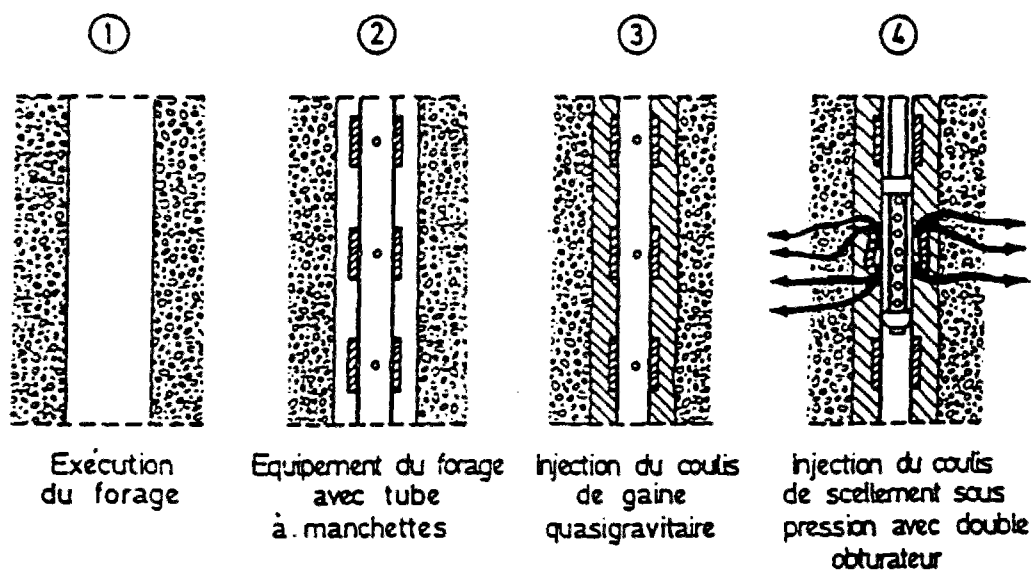


Fig. I.3 : Schéma de principe d'un tube à manchette et phases de réalisation (BUSTAMANTE, 1979)

### 4.3. Scellement du micropieu au terrain

L'ancrage du micropieu au terrain dépend du type de micropieux.

Pour les micropieux types I et II, le forage est rempli par un mortier, mis en place au tube plongeur. On doit maintenir, pendant le remplissage, une pression modérée au-dessus du mortier pour assurer la mise en contact du mortier avec le terrain. Ceci est appliqué, par exemple, pour des "pieux racines" brevetés par FONDEDILE (ARRIGO et SALAMA, 1970).

AZUAR et RENAULT (1986) indiquent qu'un ancrage réalisé selon cette méthode confère au micropieu un fonctionnement comparable à celui des pieux forés classiques mobilisant le frottement latéral coulis-sol. Il est à noter que la pression appliquée pour la mise en place ne permet ni de recomprimer le terrain, ni d'essorer le coulis. La figure I.4 montre schématiquement les différentes phases d'exécution des micropieux de type I.

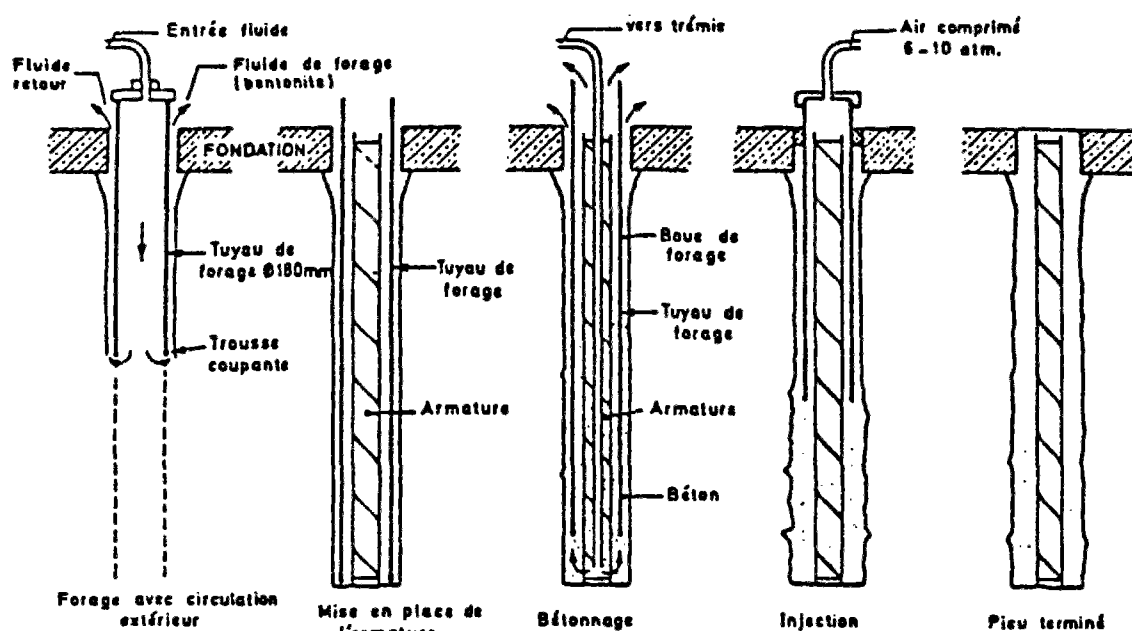


Fig. I.4 : Réalisation des micropieux de type I  
(AZUAR et RENAULT, 1986)

Pour les micropieux de type III et IV, l'injection de la partie scellée du micropieu est faite à travers des manchettes. Cette injection a, normalement, lieu après durcissement du coulis de gaine.

AZUAR et RENAULT (1986) précisent que des clapets ou manchettes répartis dans la zone d'ancrage permettent de distribuer de manière homogène le coulis de scellement.

La figure I.5 indique les différentes phases de réalisation d'un micropieu injecté (FENOUX, 1976).

Lors de l'injection, il est important de relever les paramètres suivants : quantités de coulis injectées par manchette et par phase, ainsi que les pressions, car ces paramètres influencent la capacité du scellement et du micropieu (voir § 3.1).

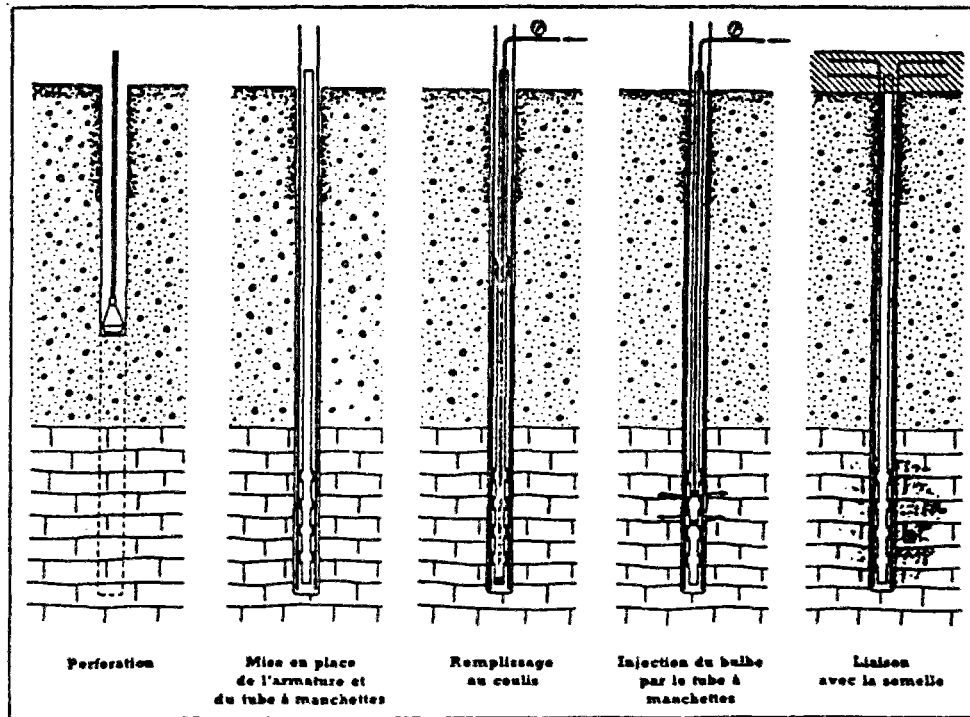


Fig. I.5 : Différentes phases pour la réalisation d'un micropieu I.M.  
(FENOUX, 1976)

#### 4.4. Liaison micropieu-structure

La liaison micropieu-structure dépend de la structure et du type de micropieu utilisé. Un exemple de pieu aiguille, capable d'encaisser des efforts de compression et de traction, est donné à la figure I.6. La structure est un pylône ligne haute tension (FENOUX, 1976).

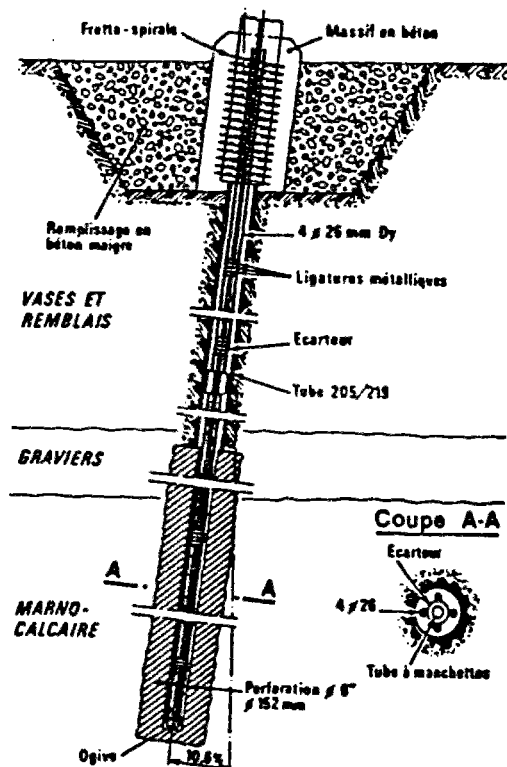


Fig. I.6 : Exemple de jonction micropieu-embase de pylône ligne haute tension H.T.  
(FENOUX, 1976)

## 5. Applications des micropieux

Les exemples d'utilisation des micropieux sont nombreux et variés. On peut y distinguer, à titre d'illustration, les reprises en sous-oeuvre, les travaux d'excavation et la stabilisation des talus et pentes.

### 5.1. Reprise en sous-oeuvre

L'application la plus connue des micropieux est la reprise en sous-oeuvre des monuments et des immeubles anciens. Le but de cette reprise est de conforter les fondations existantes pour minimiser les tassements différentiels.

Un exemple de ce type d'application de micropieux concerne l'église "Sant'Andrea delle Fratte" (du XIIe) à Rome (LIZZI, 1982a). La figure I.7 montre les "pali radice" utilisés, en 1960, pour la fondation ainsi que pour la structure. Ce système de micropieux crée une très bonne continuité sol-structure.

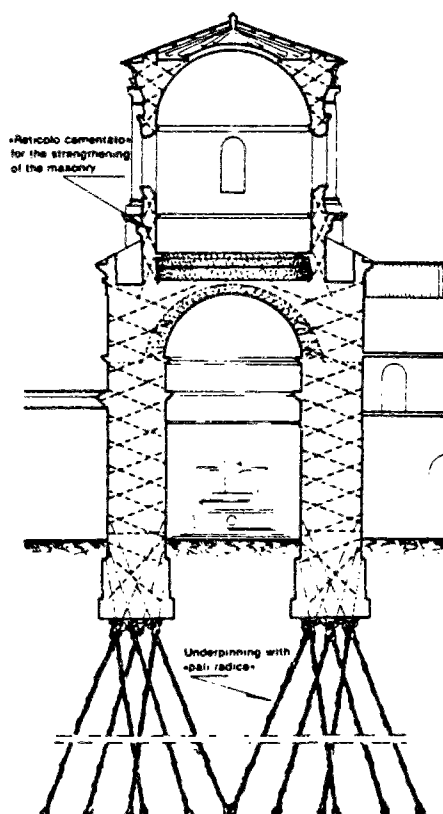


Fig. I.7 : Renforcement de l'église "Sant'Andrea delle Fratte" par les micropieux (LIZZI, 1982a)

Un autre exemple de reprise en sous-oeuvre a été effectué pour l'une des portes de la ville d'York en Angleterre (Bootham Bar, XIIe), afin de réduire un tassement important (Fig. I.8). Ce tassement était dû aux vibrations produites par la circulation (LIZZI, 1982a). La reprise en sous-oeuvre a été réalisée en utilisant des micropieux de 114 mm de diamètre nominal, avec une charge de service de 100 kN. Il est à noter que les essais de chargement ont été menés au-dessus de 500 kN sans que la rupture soit atteinte.

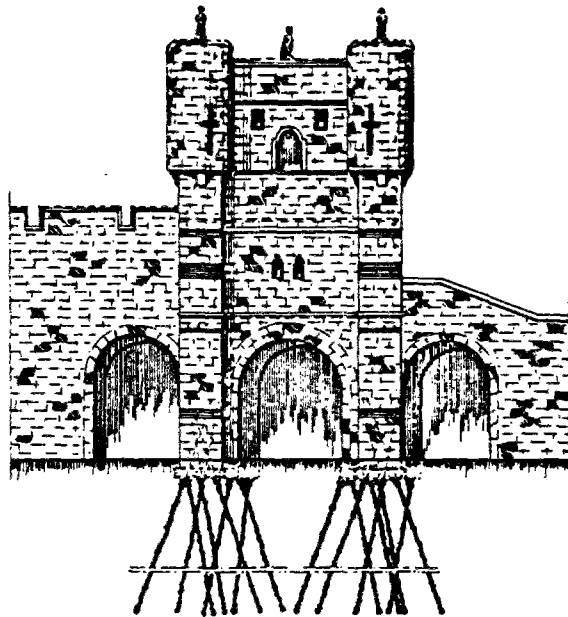


Fig. I.8 : Schéma de reprise en sous-oeuvre de Bootham Bar, York (Angleterre)  
(LIZZI, 1982a)

La figure I.9 montre la confortation de la cathédrale St Pierre à Genève (du XIVe et XVe). Cette confortation est réalisée au moyen de 399 micropieux de 500 kN de capacité. Leur fonction est de transmettre une partie des charges à grande profondeur. Ils sont reliés par une dalle de chaînage (COMPTE et STENCEK, 1981). Il est intéressant de mentionner que, pour cette reprise en sous-oeuvre, cinq solutions techniques spéciales avaient été étudiées en détail : pieux forés, pieux au vérin, terre armée, sous-oeuvre maçonné, injections et enfin, micropieux.

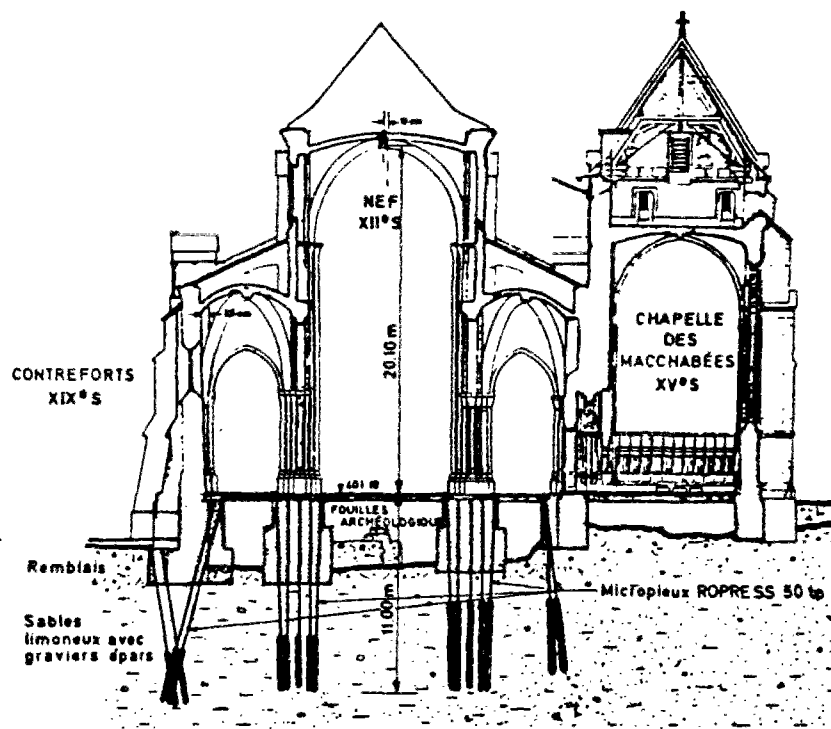


Fig. I.9 : Principe de la confortation de la cathédrale St Pierre à Genève  
(COMPTE et STENCEK, 1981)

Parmi les applications de micropieux, pour la reprise en sous-oeuvre, la stabilisation des tours est extrêmement délicate car on risque la rupture de ce type de structure lors des travaux de renforcement.

Le renforcement de la Tour Burano à Venise (Fig. I.10-a) et la confortation de la fondation de la Tour Panorama à Tokyo placée au-dessus des nouvelles galeries du métro (Fig. I.10-b) sont des exemples typiques (LIZZI, 1982a).

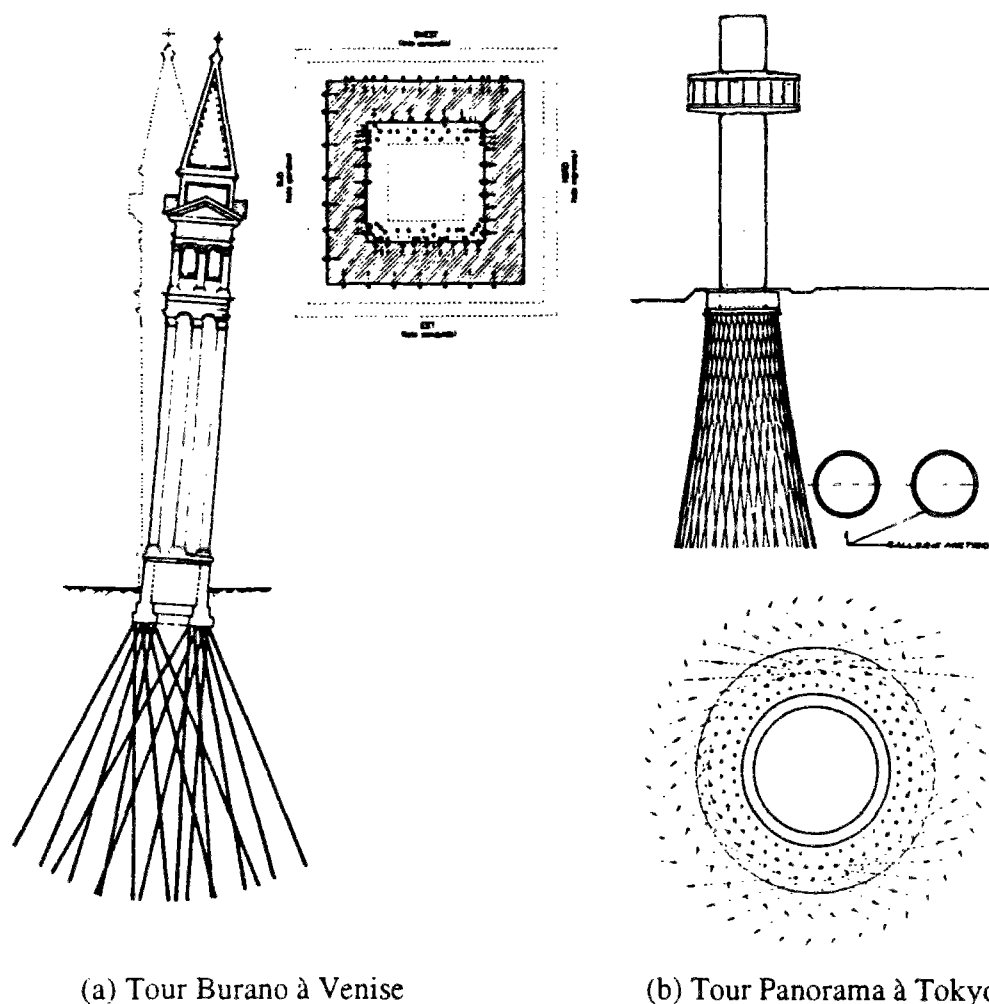


Fig. I.10 : Stabilisation de tours (LIZZI, 1982a)

Enfin, les micropieux sont également utilisés afin de conforter les fondations de ponts (voir par exemple, BUSTAMANTE et al., 1983, 1989b et c).

## 5.2. Travaux d'excavation

Une application importante des micropieux est de protéger les structures existantes lors de l'exécution d'ouvrages enterrés en zones urbaines. Dans ce but, les micropieux inclinés sont normalement utilisés.

Un exemple de renforcement destiné à protéger un bâtiment lors d'une excavation à sa proximité est donné à la figure I.11 (LIZZI, 1982b).

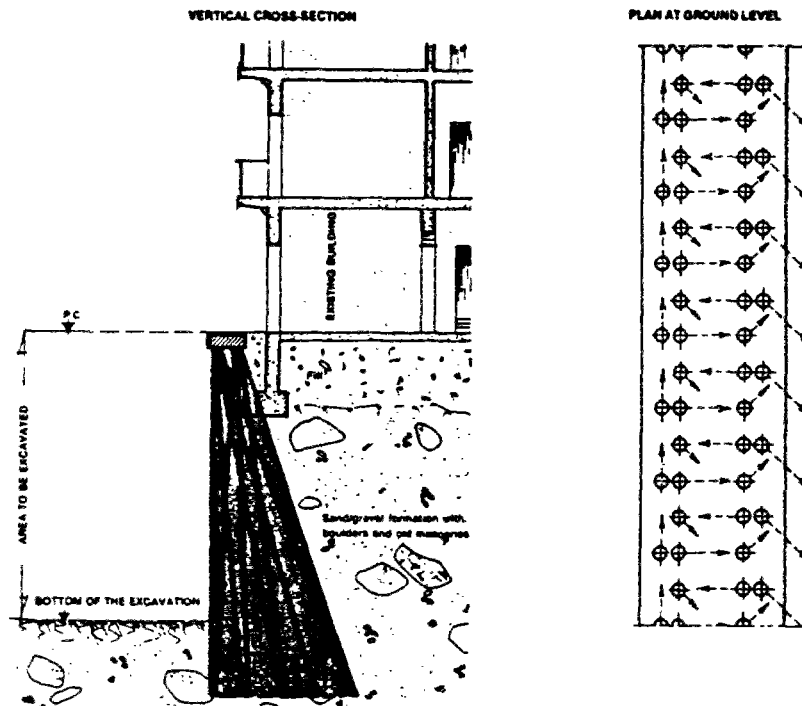


Fig. I.11 : Micropieux inclinés pour protéger un bâtiment à proximité d'une excavation (LIZZI, 1982b)

Il faut mentionner, dans cette catégorie, la protection des structures existantes lors d'excavation des tunnels de métro dans les zones urbaines. Un schéma typique de cette application est montré sur la figure I.12 (utilisée à Paris, Milan, Washington, Barcelone et pour le système de transport rapide de Naples, selon LIZZI, 1982a).

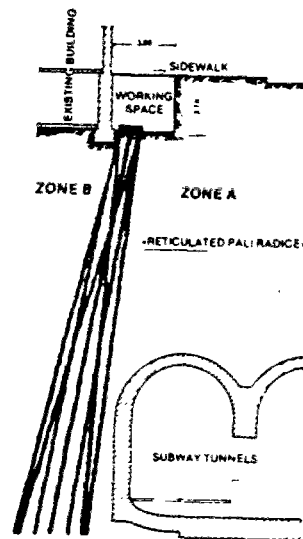


Fig. I.12 : Métro de Paris et utilisation de micropieux (LIZZI, 1982a)

On distingue deux cas différents pour protéger des bâtiments contre les déplacements produits par l'excavation de tunnels.

a. *Tunnel à faible profondeur* : il faut transférer la charge de la structure en dehors de la zone décomprimée du sol. La figure I.13 montre un exemple où une structure de béton armé est construite afin de connecter un bâtiment à des micropieux inclinés, pour avoir un complexe rigide au-dessus du tunnel du métro de Salerno en Italie (LIZZI, 1982a).

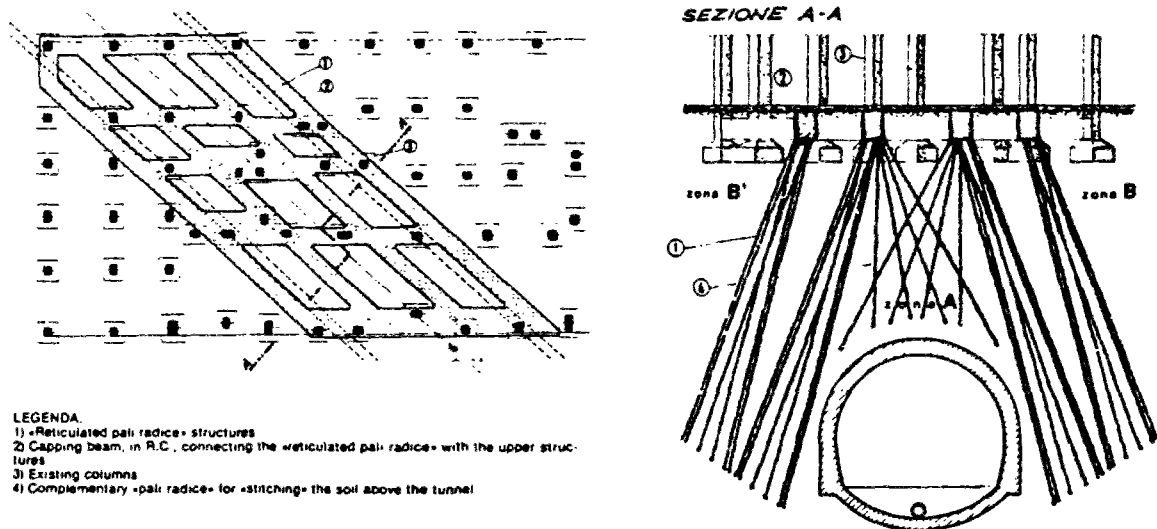


Fig. I.13 : Tunnel du métro de Salerno (Italie) en dessous d'un bâtiment (LIZZI, 1982a)

b. *Tunnel semi-profond* : dans le cas où l'on ne peut pas transférer la charge en dehors du tunnel, des micropieux plus courts peuvent être réalisés en réseau ; ceci pour obtenir une structure unique qui peut supporter un tassement de quelques centimètres. La figure I.14 indique la protection d'un bâtiment au-dessus du tunnel de l'autoroute de Naples (LIZZI, 1982a).

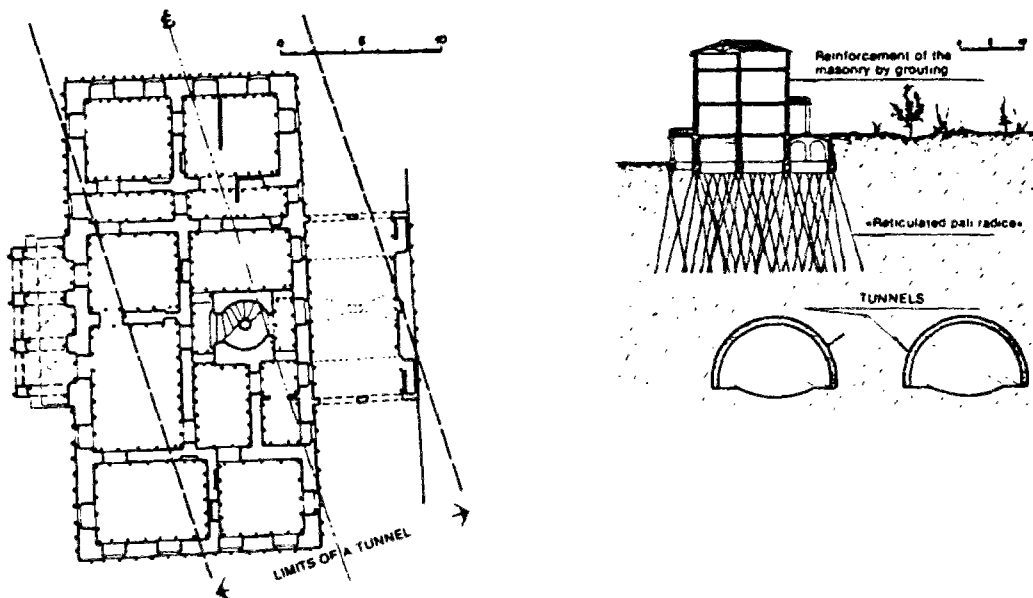


Fig. I.14 : Tunnel de l'autoroute de Naples (LIZZI, 1982a)



La figure I.15 montre un autre exemple d'utilisation des micropieux dans les zones urbaines, à Düsseldorf en Allemagne, où 440 micropieux sont utilisés afin de protéger un bâtiment de grande hauteur au-dessus de cinq lignes du métro (BRANDL, 1989).

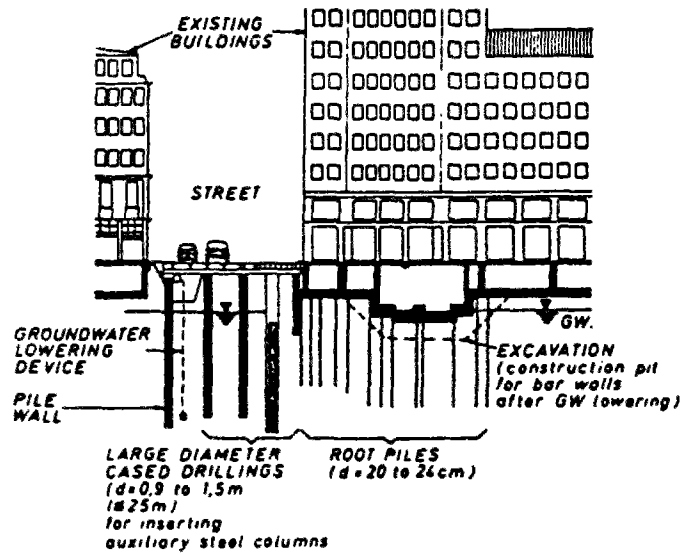


Fig. I.15 : Protection d'un bâtiment au-dessus de cinq lignes du métro de Düsseldorf (BRANDL, 1989)

### 5.3. Stabilisation des pentes et talus

En ce qui concerne la stabilisation des pentes et talus, plusieurs techniques de renforcement existent. Parmi elles, l'utilisation des micropieux est intéressante. La figure I.16 montre un exemple d'utilisation de la technique japonaise "RPM" (IWABUSHI, 1979).

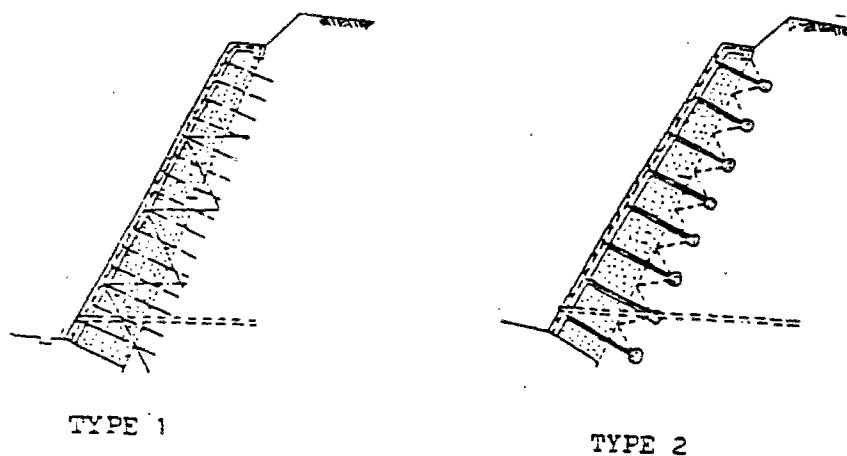


Fig. I.16 : RPM, "Root Pile Method" (IWABUSHI, 1979)

Une autre utilisation consiste à créer, à l'aide d'un réseau de micropieux, un genre de mur de soutènement en place, constitué par le sol enserré et les inclusions (Fig. I.17 ; PEARLMAN, CAMPBELL et WITHIAM, 1992).

La figure I.18-a montre la confortation d'une pente rocheuse par micropieux, pour la cathédrale d'Agrigento (du XIe) en Italie, et la figure I.18-b concerne une stabilisation de pente à Rome (LIZZI, 1982b).

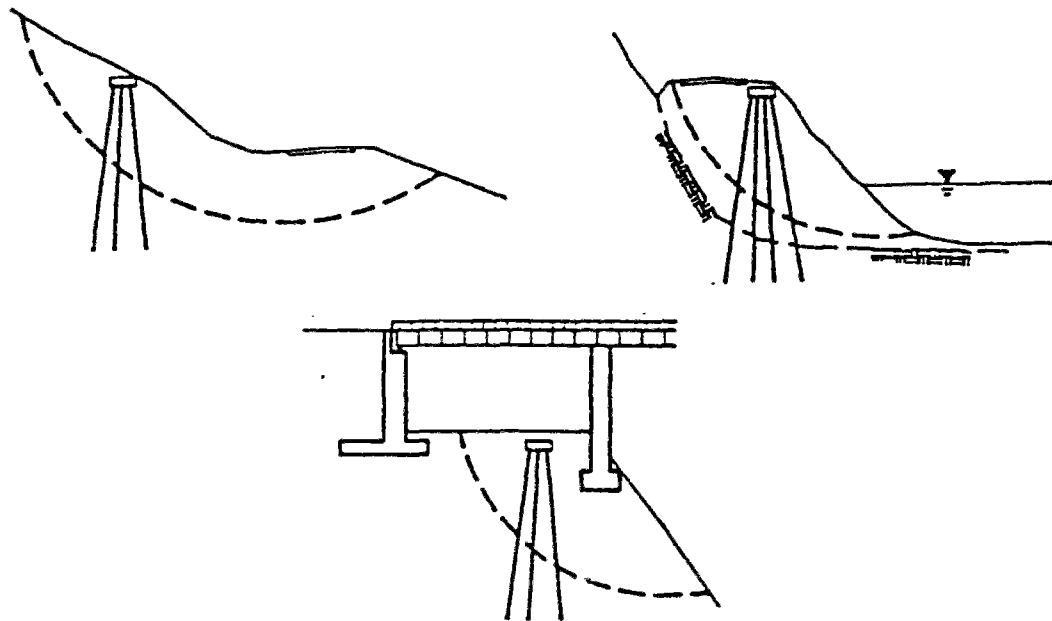


Fig. I.17 : Stabilisation de pentes  
(PEARLMAN, CAMPBELL et WITHIAM, 1992)

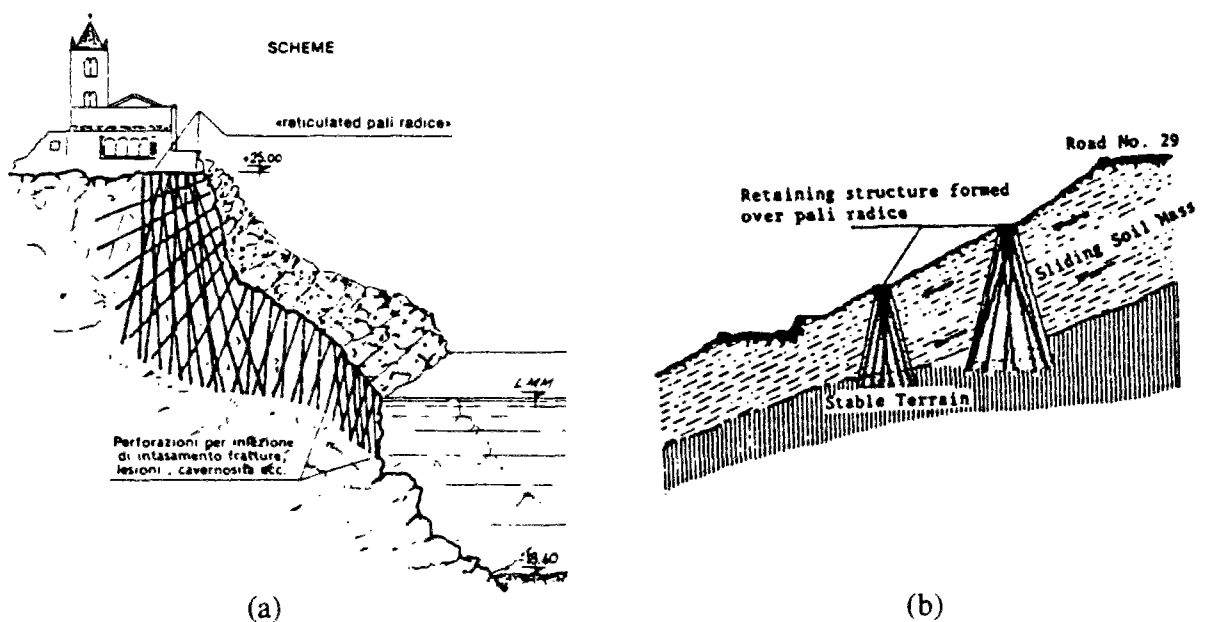


Fig. I.18 : Stabilisation de pentes (LIZZI, 1982b)



## **Chapitre II**

### **Etude du comportement des micropieux isolés sous charge axiale**



## Partie A

# Etude bibliographique sur la prévision des courbes charge-déplacement sous effort axial

### 1. Introduction

La courbe de charge-déplacement en tête d'un pieu, c'est-à-dire l'estimation du tassement de ce pieu sous effort axial, nécessite de connaître la loi de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement tout le long du fût du pieu, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe en fonction du déplacement de la pointe du pieu. Le but principal de cette partie est de présenter, pour un pieu isolé, les différentes méthodes de prévision de ces lois de mobilisation (notées souvent  $t$ - $z$  pour les courbes de mobilisation de frottement latéral, et  $q$ - $z$  pour les courbes en pointe).

Tout d'abord, on évoque la méthode, très utilisée, qui est la méthode d'estimation globale du tassement d'un pieu à partir des caractéristiques du sol considéré comme un continuum élastique linéaire et isotrope (POULOS, 1968b, 1972a ; POULOS et DAVIS, 1990).

En ce qui concerne les méthodes par lois de mobilisation (ou fonctions de transfert de charge), on évoquera, successivement, les méthodes pressiométriques, à l'aide du pressiomètre normal MENARD (PM) (GAMBIN, 1963 ; FRANK et ZHAO, 1982) et du pressiomètre autoforeur (PAF) (BAGUELIN et al. 1982 ; FRANK, 1984).

Ensuite, on évoque, successivement, la méthode de HIRAYAMA (1990) basée sur les lois hyperboliques, la méthode élastique non linéaire de KRAFT et al. (1981), la méthode d'ARMALEH et DESAI (1987) qui utilisent le modèle de Ramberg-Osgood et, enfin, les méthodes d'ONEILL et al. (1982b) et de VIJAYVERGIYA (1977) qui proposent les lois de mobilisation adimensionnelles.

Par ailleurs, on décrit les méthodes courantes d'estimation des valeurs limites des efforts (frottement latéral limite  $q_s$  et résistance en pointe  $q_p$ ), nécessaires pour la construction complète des lois de mobilisation jusqu'à la rupture : méthode à partir des résultats de l'essai pressiométrique, celle à partir des résultats de l'essai de pénétration statique (pénétromètre au cône, C.P.T.), celle à partir de l'essai de pénétration standard (SPT) et, enfin, méthode à partir de l'essai au phicomètre.

Finalement, pour obtenir la courbe charge-déplacement d'un pieu sous effort axial, il faut intégrer l'équation différentielle d'équilibre des efforts sur le pieu :

$$E_p A_p \frac{d^2 z}{d \zeta^2} + p.t(\zeta) = 0$$

( $z$ , déplacement du pieu,  $E_p A_p$  rigidité du pieu à la compression,  $p$  périmètre du pieu et  $t(\zeta)$  frottement latéral unitaire mobilisé).

De nombreux travaux traitent du problème numérique pour les pieux, lié à l'intégration de cette équation. On pourra, notamment se reporter à FRANK (1989).

## 2. Méthode du continuum élastique (POULOS)

Dans la méthode proposée par POULOS (1972a ; POULOS et DAVIS, 1990), le sol est assimilé à un massif semi-infini élastique, homogène et isotrope, caractérisé par son module d'Young  $E_s$  et son coefficient de Poisson  $\nu_s$ .

Il s'agit d'une méthode globale donnant directement le tassement du pieu, sous charge de service, en fonction des caractéristiques élastiques et géométriques du problème, grâce à un jeu d'abaques. POULOS a également fourni des abaques permettant d'estimer séparément l'effort total de frottement latéral  $P_s$  et l'effort de pointe  $P_b$ , conduisant à une méthode de construction de l'ensemble de la courbe de chargement, moyennant la connaissance des efforts unitaires limites  $q_s$  et  $q_b$ , évidemment. L'Annexe A, détaille la méthode de POULOS pour calculer le tassement d'un pieu  $\rho$ , l'effort de frottement latéral  $P_s$  et celui de pointe  $P_b$ .

La courbe de chargement (totale) est la combinaison des courbes de frottement latéral-tassement ( $P_s, \rho$ ) et d'effort de pointe-tassement ( $P_b, \rho$ ) (Fig. II.1).

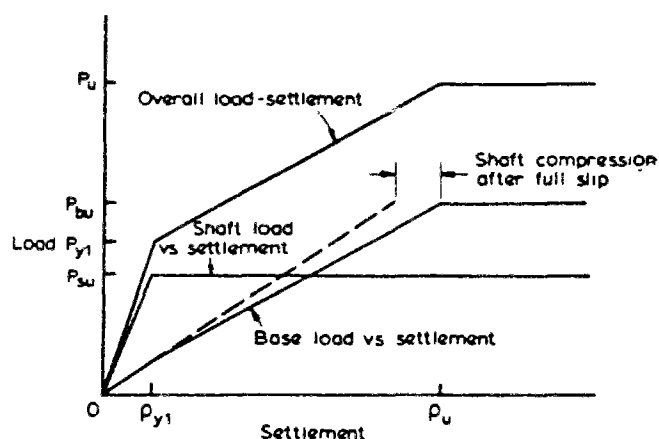


Fig. II.1 : Construction de la courbe de chargement d'un pieu (POULOS et DAVIS, 1990)

Selon POULOS, des calculs prenant en compte le glissement relatif sol-pieu le long du fût, montrent que, pour les pieux ayant un élancement longueur/diamètre ( $L/d$ ) supérieur à 20, la courbe de chargement est linéaire jusqu'aux environs 50 à 70 pour-cent de la charge limite. Donc pour la prévision du tassement jusqu'à la charge de service, l'analyse élastique linéaire (présentée dans l'Annexe A) est applicable.

En supposant une relation linéaire entre le déplacement et la charge de frottement  $P_s$  jusqu'au frottement latéral ultime (limite) du fût du pieu  $P_{su}$ , (Fig. II.1), le tassement  $\rho$  en tête du pieu s'écrit (POULOS et DAVIS, 1990) :

$$\rho = \frac{I}{E_s d} \frac{P_s}{(1-\beta)} \quad (\text{II.1})$$



où  $d$  le diamètre du pieu,  $I$  et  $\beta$  sont respectivement le coefficient d'influence et la proportion de la charge reprise par la pointe (voir Annexe A). En prenant également une relation linéaire entre l'effort en pointe et le tassement jusqu'à la charge limite en pointe  $P_{bu}$ , on peut également écrire :

$$\rho = \frac{I}{E_s d} \frac{P_b}{\beta} \quad (\text{II.2})$$

POULOS ajoute au déplacement donné par la formule (II.2) la compression du fût du pieu au-delà de  $P_{su}$ . En supposant le pieu élastique, de module  $E_p$ , cette compression  $\Delta\rho$  s'écrit :

$$\Delta\rho = \left( P_b - \frac{P_{su}\beta}{1-\beta} \right) \frac{L}{A_p E_p} \quad (\text{II.3})$$

où  $L$  est la longueur du pieu. La relation effort en pointe - tassement est donc :

$$\rho = \left( \frac{I}{E_s d} \right) \left( \frac{P_b}{\beta} \right) + \left[ P_b - \frac{P_{su}\beta}{(1-\beta)} \right] \frac{L}{A_p E_p} \quad (\text{II.4})$$

Pour construire la courbe charge totale - tassement, on additionne le frottement latéral et l'effort de pointe pour un même tassement (Fig. II.1). Cette courbe comprend trois portions linéaires :

- la première, à partir de l'origine jusqu'à la charge  $P_{y1}$ , qui correspond à la saturation du frottement latéral. Les coordonnées de ce point sont :  $\rho_{y1} = P_{y1}/E_s d$  et  $P_{y1} = P_{su} / (1 - \beta)$ ;
- la deuxième, à partir du point précédent jusqu'à la capacité ultime du pieu  $P_u = P_{su} + P_{bu}$ , pour laquelle le tassement  $\rho_u$  est obtenu en faisant  $P_b = P_{bu}$  dans l'équation (II.4);
- la troisième pour laquelle  $P = P_u$  (droite horizontale).

### 3. Méthodes Pressiométriques

Deux méthodes de calcul de la courbe charge-déplacement d'un pieu sont présentées. L'une à partir des données du pressiomètre normal Ménard (GAMBIN, 1963 ; FRANK et ZHAO, 1982) et l'autre à partir des courbes de cisaillement du sol, obtenues par l'essai au pressiomètre autoforeur (BAGUELIN, FRANK et JEZEQUEL, 1982 ; FRANK, 1984).

Dans le cas du pressiomètre autoforeur, il est fait usage des résultats d'études théoriques menées principalement en milieu élastique (études analytiques et études numériques par

éléments finis, voir FRANK, 1984). Dans le cas du pressiomètre (normal) Ménard, on se sert notamment du module pressiométrique et l'approche est nécessairement plus empirique.

Ces méthodes ne se distinguent qu'en ce qui concerne la construction de la partie initiale de la courbe de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe. Dans les deux cas, on doit estimer les efforts limites unitaires de frottement latéral  $q_s$  et de pointe  $q_t$  à partir des règles empiriques faisant intervenir respectivement la pression limite  $p_l$  (essai Ménard) et la pression  $p_{20}$  (autoforage).

### 3.1. Pressiomètre Ménard (PM)

A partir des résultats de l'essai au pressiomètre Ménard, deux méthodes de construction de la courbe de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe existent.

#### 3.1.1. Méthode de GAMBIN

GAMBIN (1963) a donné les premières règles permettant d'effectuer un calcul à partir des caractéristiques pressiométriques. Les courbes de mobilisation des efforts varient notamment en fonction du type de pieu.

La pente de la courbe de mobilisation t-z est :

$$B = \frac{t}{z} = \frac{E_M}{C r_0} \quad \text{pour } r_0 < 0,3 \text{ m} \quad (\text{II.5})$$

$$B = \frac{t}{z} = \frac{E_M}{C r_f} \left( \frac{r_f}{r_0} \right)^\alpha \quad \text{pour } r_0 > 0,3 \text{ m} \quad (\text{II.6})$$

où  $E_M$  est le module pressiométrique,  $r_0$  le rayon de pieu et  $C$  un facteur dépendant de l'élanement du pieu (longueur/rayon :  $L/r_0$ ) et de son mode de mise en place (voir Tableau II.1).  $\alpha$  est un coefficient rhéologique variant de 1/3 pour les sables et graviers à 2/3 pour les argiles et  $r_f = 0,3$  m.

La pente recommandée pour la courbe de mobilisation des efforts en pointe q-z est :

$$R = \frac{q}{z} = \frac{2E_M}{r_0} \quad \text{pour } r_0 < 0,3 \text{ m} \quad (\text{II.7})$$

$$R = \frac{q}{z} = \frac{2 E_M}{r_f} \left( \frac{r_f}{r_0} \right)^\alpha \quad \text{pour } r_0 > 0,3 \text{ m} \quad (\text{II.8})$$

Type de pieu	Pieu flottant		Pieu ancré dans la couche résistante
	$L/r_0=10$	$L/r_0>20$	
Pieu foré (béton non compacté)	4,5 - 5,0	5,2 - 5,6	2,8 - 3,2
Pieu moulé en place - battu ou foré - (béton serré sur le terrain)	2,9 - 3,3	3,3 - 3,6	1,8 - 2,1
Pieu préfabriqué battu	1,8 - 2,0	2,1 - 2,3	1,1 - 1,3
Note : les valeurs inférieures correspondent aux sols cohérents et les valeurs supérieures aux sols graveleux.			

Tableau II.1 : Valeurs de C (GAMBIN, 1963)

### 3.1.2. Méthode de FRANK et ZHAO

Les lois de mobilisation du frottement latéral  $t$  et de l'effort de pointe  $q$  à partir du pressiomètre normal Ménard proposées par FRANK et ZHAO (1982) sont données à la figure II.2. Les valeurs des paramètres B et R sont les suivantes :

- sols fins et roches tendres :

$$B = E_M/r_0 \quad (\text{II.9})$$

$$R = 11 E_M \quad (\text{II.10})$$

- sols granulaires :

$$B = 0,4 E_M/r_0 \quad (\text{II.11})$$

$$R = 4,8 E_M \quad (\text{II.12})$$

avec :  $E_M$  : module pressiométrique Ménard  
 $r_0$  : le rayon du pieu

Le frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu  $q_s$  et la pression limite de pointe  $q_l$  sont estimés par les règles pressiométriques habituelles (BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981 ; SETRA-LCPC, 1985 et FASCICULE 62, 1993, voir § 9.1).

Les lois de mobilisation de FRANK et ZHAO ont été vérifiées, notamment, dans le cas de 33 pieux par BUSTAMANTE et al. (1989a) et sont reprises dans le FASCICULE 62 (1993).

FRANK (1984) compare, dans le cas de pieux forés dans les sols fins, ces lois avec celles de GAMBIN (1963), ainsi qu'avec des propositions similaires de CASSAN (1966-1968) (Tableau II.2).

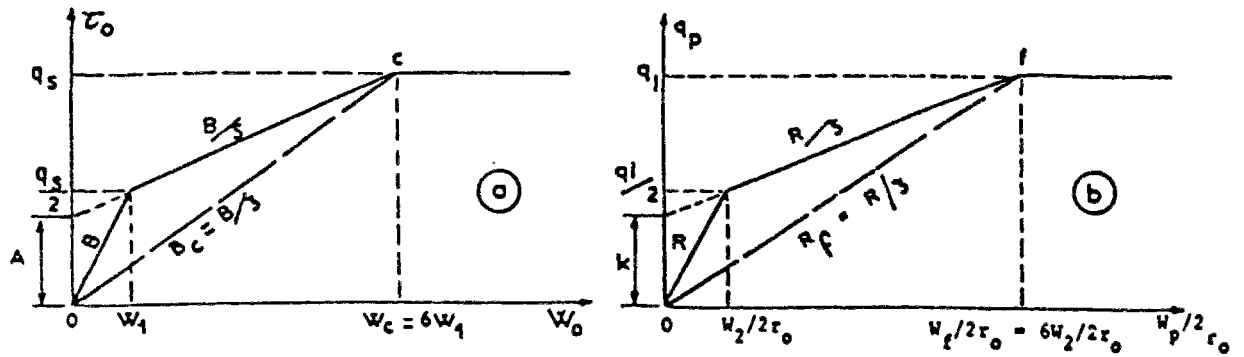


Fig. II.2 : a) Frottement latéral, b) Effort de pointe à partir des résultats pressiométriques (FRANK et ZHAO, 1982, FRANK, 1984)

	GAMBIN (1963)	CASSAN (1966-1968)	FRANK et ZHAO (1982)
Frottement latéral	$Br_0 = E_M/C$ (a = 1, pieux forés, C = 4 en moyenne)	$B = G_M/l_0$ ou $B = E_M/2,66 l_0$ (pieux forés, $l_0 = 0.9$ m)	$Br_0 = 1$ à $0,33 E_M$ ou $Br_0 = 4E_M/k$ à $1,33E_M/k$ (avec $k = 4$ , pour $l/2r_0 = 25$ )
Pointe	$R = 4 E_M$ (a = 1, pieux forés)	$R = 12G_M$ ou $R = 4,5E_M$ (pieux forés)	$R = 11$ à $3,66 E_M$ ou $R = 29,3$ à $9,8 G_M$

Tableau II.2 : Comparaison des valeurs de B et de R proposées par différents auteurs, dans le cas de pieux forés dans des sols fins (FRANK, 1984)

### 3.2. Pressiomètre Autoforeur (PAF), Méthode de BAGUELIN et al.

La méthode de construction de la courbe de frottement latéral  $t-z$ , à partir de la courbe de cisaillement du sol  $\tau-\gamma$ , préconisée par BAGUELIN, FRANK et JEZEQUEL (1982), est schématisée sur la figure II.3.

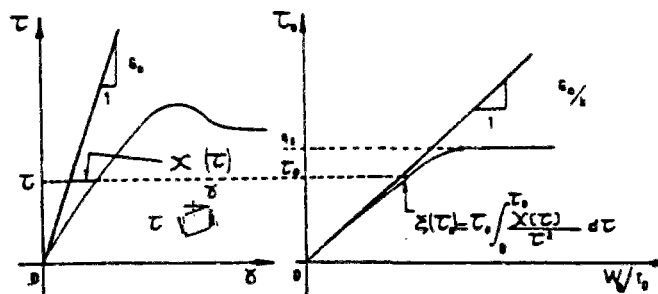


Fig. II.3 : Courbe de cisaillement ( $\tau, \gamma$ ) d'un élément de sol et détermination de la courbe de frottement latéral ( $t, z/r_0$ ) (BAGUELIN et al., 1982)

La courbe de cisaillement peut être dérivée, par exemple, de la courbe d'expansion au pressiomètre autoforeur, comme l'indique l'exemple de la figure II.4.

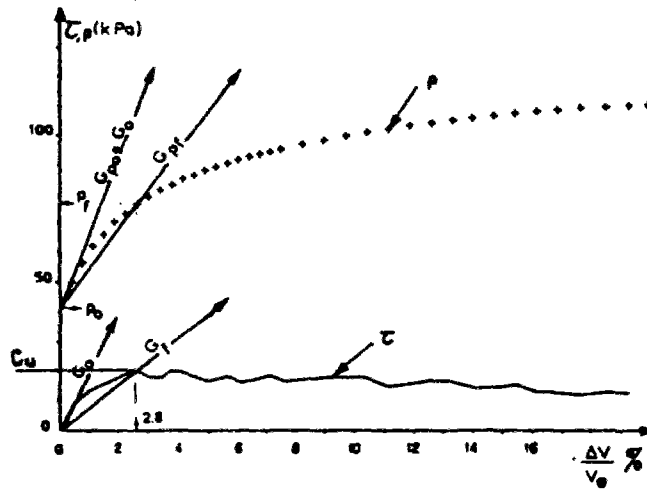


Fig. II.4 : courbe d'expansion et courbe de cisaillement dérivée (BAGUELIN, JEZEQUEL et SHIELDS, 1978)

La méthode de construction de la figure II.3 provient de l'expression générale liant le tassement d'un pieu  $z$  aux caractéristiques de la courbe de cisaillement élémentaire du sol (BAGUELIN, FRANK et JEZEQUEL, 1975) :

$$\frac{z}{r_0}(\tau_0) = \tau_0 \left[ \frac{k}{G_0} + \int_0^{\tau_0} \frac{\chi(\tau) d\tau}{\tau^2} \right] \quad (\text{II.13})$$

Cette expression suppose que la loi de cisaillement élémentaire non linéaire du sol ( $\tau_{rz} = \tau$ ,  $\gamma_{rz} = \gamma$ ) est écrite sous la forme :

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} + \chi(\tau) \quad (\text{II.14})$$

L'intégration de la distorsion  $\gamma$  permet alors d'obtenir le déplacement  $z$  au niveau considéré :

$$\frac{z}{r_0} = \frac{1}{r_0} \int_0^{\tau_0} \gamma dr = \tau_0 \left[ \frac{k}{G_0} + \int_0^{\tau_0} \frac{\chi(\tau) d\tau}{\tau^2} \right] = \frac{k\tau_0}{G_0} + \frac{\Delta z}{r_0} \quad (\text{II.15})$$

$k\tau_0/G_0$  est dû à la partie linéaire  $\tau_0/G_0$  de la loi de cisaillement (II.14) et  $\Delta z$  est l'incrément dû à la non linéarité ou effet de courbure  $\chi(\tau)$  de cette loi.

Une étude théorique de la sonde frottante (FRANK et ORSI, 1979) a permis de préciser les valeurs de  $k$  pour divers élancements. Les valeurs pour la sonde en surface (cas des pieux) sont reportées en traits pleins sur la figure II.5 où elles sont comparées aux propositions d'autres auteurs.

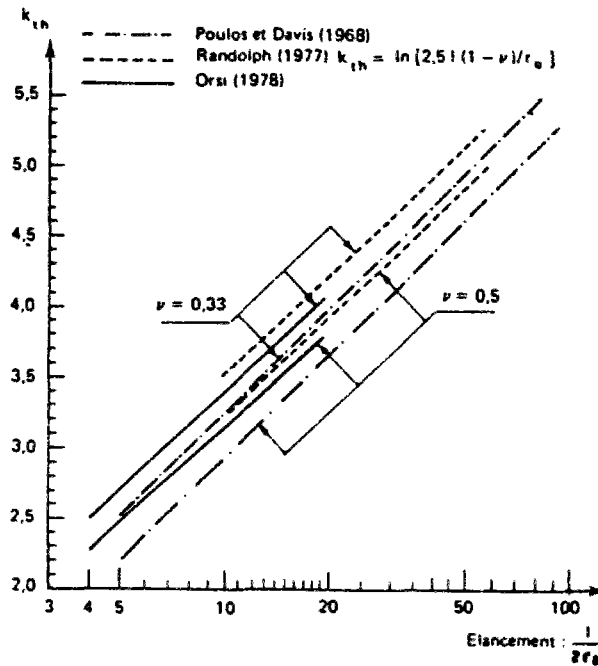


Fig. II.5 : Comparaison de différentes valeurs de  $k$  (FRANK et ORSI, 1979)

A toutes fins pratiques on peut estimer  $k$  par la formule (BAGUELIN, FRANK et JEZEQUEL, 1982) :

$$k = \ln \frac{3,75 L}{(1+\nu)2r_0} \quad (\text{avec une de précision de } \pm 4 \%) \quad (\text{II.16})$$

ou par la formule très simple :

$$k = 1 + \ln \frac{L}{2r_0} \quad (\text{précision } \pm 6 \%) \quad (\text{II.17})$$

ou encore par l'expression donnée par RANDOLPH et WROTH (1978) :

$$k = \ln [2,5 L (1-\nu) / r_0] \quad (\text{II.18})$$

Il est également possible, moyennant quelques hypothèses, de trouver une valeur de  $k$  à partir des travaux de SELVADURAI (1976) :

$$k = \frac{1}{2} \log\left(\frac{2L}{r_0}\right) - \frac{1}{8(1-\nu)} \quad (\text{II.19})$$

L'application de l'équation (II.13) est valable jusqu'à  $t = q_s$ , frottement latéral unitaire limite correspondant au type de pieu et au type du sol (voir § 9.1).

FRANK (1984) donne une méthode numérique d'intégration de la loi de cisaillement pour obtenir le déplacement  $z$  (équation II.13). Le déplacement  $z/r_0$ , correspondant à  $t_i = \tau_j$ , est obtenu à partir de la courbe de cisaillement fournie point par point  $(\tau_j, \gamma_j)$  ( $j=1$  à  $i$ ) par l'expression :

$$\frac{z_i}{r_0} = \tau_i \left[ \frac{k}{G_0} + \sum_{j=2}^i \int_{\tau_{j-1}}^{\tau_j} \chi(\tau) \frac{d\tau}{\tau^2} \right] \quad (\text{II.20})$$

En linéarisant  $\chi(t)$  entre  $t_j$  et  $t_{j-1}$ , on aboutit, tous calculs faits, à :

$$\frac{z_i}{r_0} = \tau_i \left[ \frac{k}{G_0} + \sum_{j=2}^i C_j \right] \quad (\text{II.21})$$

avec :

$$C_j = \frac{\chi_{j-1}}{\tau_{j-1}} - \frac{\chi_j}{\tau_j} + \frac{\chi_j - \chi_{j-1}}{\tau_j - \tau_{j-1}} \ln \frac{\tau_j}{\tau_{j-1}} \quad (\text{II.22})$$

$z/r_0$  s'obtient alors par la simple relation de récurrence :

$$\frac{z_i}{r_0} = \tau_i \left[ \frac{z_{i-1}}{r_0} \frac{1}{\tau_{i-1}} + C_i \right] \quad (\text{II.23})$$

#### 4. Méthode de HIRAYAMA

HIRAYAMA (1990) suppose que les lois de mobilisation du frottement latéral  $t$  et de l'effort de pointe  $q$  en fonction du déplacement  $z$  sont des lois hyperboliques du type Kondner (figure II.6) ( $t = f$ ) :

$$t = \frac{z}{a_f + b_f z} \quad (\text{II.24})$$

$$q = \frac{z_e}{a_e + b_e z_e} \quad (\text{II.25})$$

où  $a_f$ ,  $b_f$ ,  $a_e$  et  $b_e$  sont des constantes.

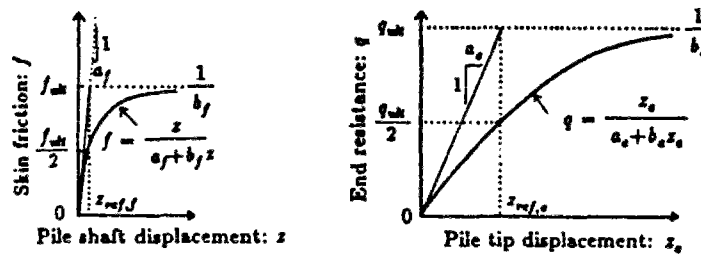


Fig. II.6 : Lois hyperboliques proposées par HIRAYAMA ( $t = f$ ) (1990)

Le principe de la méthode de HIRAYAMA est de déterminer ces 4 constantes, d'une part, grâce aux efforts limites  $q_s$  et  $q_l$  sur le pieu et, d'autre part, par la connaissance de valeurs typiques des déplacements à 50 % de la mobilisation de ces efforts limites.

Dans le cas d'une argile sensible ou raide et un sable dense, le frottement latéral décroît d'une valeur de pic à une valeur résiduelle et l'auteur remarque qu'au moins deux autres paramètres sont nécessaires (le rapport entre la valeur résiduelle et la valeur de pic et le déplacement pour atteindre l'état résiduel). On peut aussi utiliser un facteur de réduction sur le frottement de pic. Par exemple, SEMPLE et RIGDEN (1984) proposent un facteur de réduction dit facteur de longueur, fonction de l'élanement  $L/2r_0$  du pieu, pour les pieux tubulaires battus dans l'argile.

#### - Détermination de " $b_f$ " et " $b_e$ "

Les constants  $b_f$  et  $b_e$  sont déterminées par :

$$b_f = 1/q_s \quad (\text{II.26})$$

$$b_e = 1/q_l \quad (\text{II.27})$$

Les méthodes habituelles d'estimation de  $q_s$  et  $q_l$  peuvent être utilisées (voir § 9). L'auteur propose, quant à lui, quelques règles simples à partir de  $c_u$  (cohésion non drainée),  $q_c$  (résistance de cône au CPT) et  $N$  (nombre de coups au SPT) (Tableau II.3).

#### - Détermination de " $a_f$ "

La constante  $a_f$  est la pente de la tangente initiale de la courbe indiquée sur la figure II.6.



Cette tangente n'est pas facile à déterminer, car elle est très sensible au remaniement du sol. L'auteur propose de la déterminer à partir de  $q_s$  et du déplacement  $z_{ref,f}$  pour lequel la moitié de  $q_s$  ( $f_{ult}$ ) est mobilisée :

$$a_f = z_{ref,f} / q_s \quad (II.28)$$

Ultimate skin resistance : $f_{ult}$ (kPa)	sand	$5N$ ( $\leq 200$ (kPa))
	clay	$c_u$ or $10N$ ( $\leq 150$ (kPa))
Ultimate end resistance* : $q_{ult}$ (kPa)	gravel	$\bar{q}_r$ or $600\bar{N}$
	sand	$\bar{q}_r$ or $400\bar{N}$
	silt	$\bar{q}_r$ or $250\bar{N}$
	clay	$9c_u, \bar{q}_u$ (or $100\bar{N}$ )

* The values of  $q_r, N$ , or  $c_u$  within  $1D_u$  above and  $1D_u$  below from the pile base ( $D_u$  = base diameter) are averaged as far as the load-settlement curve of  $z/D_u < 0.10$  is concerned.

Tableau II.3 : Estimations des valeurs limites (ultimes)  $q_s$  ( $f_{ult}$ ) et  $q_t$  ( $q_{ult}$ ) (HIRAYAMA, 1990)

REESE (1978) estime que, tant pour les argiles que pour les sables, le frottement latéral limite  $q_s$  est mobilisé quand  $z$  vaut de 0,5% à 2% du diamètre du fût du pieu  $d$ .

$$z_{u,f} \approx (0,005 - 0,02) d \quad (II.29)$$

et que le déplacement  $z_{ref,f}$  vaut un quart de  $z_{u,f}$ , donc :

$$z_{ref,f} \approx (0,001 - 0,005) d \quad (II.30)$$

L'auteur retient, sur cette base, et sur la base des données d'autres auteurs :

$$z_{ref,f} \approx 0,0025 d \quad (II.31)$$

$a_f$  est alors donné par :

$$a_f = 0,0025 d / q_s \quad (II.32)$$

L'auteur souligne que  $z_{ref,f}$  varie entre 0,001 d et 0,005 d selon les conditions d'interface et les lois de comportement du sol.

### - Détermination de "a_e"

Le déplacement nécessaire pour mobiliser la moitié de  $q_l$  ( $q_{ult}$ ) est noté  $z_{ref,e}$  et  $a_e$  est déterminé par la relation :

$$a_e = z_{ref,e} / q_l \quad (II.33)$$

Les résultats d'essais de chargement de pieux effectués par le comité BCP (1971) ont fourni les valeurs de  $z_{ref,e}$  données dans la dernière colonne du Tableau II.4.

JAMIOLKOWSKI et al. (1984), analysant onze essais de pieux forés encastrés dans du sable, proposent la relation suivante entre  $q$  (pour  $z/d = 0,05$ ) et la résistance de cône (CPT)  $q_c$  près de la pointe (d est le diamètre de la pointe du pieu) :

$$q(z/d = 0,05)/q_c = 0,14 - 0,24 \quad (II.34)$$

avec une valeur moyenne de 0,17.

Test No.	Pile length[m]	Diameter : $D_s$ [m]	$q_{ult}$ [kPa]	$q_{s,m}^*$ [kPa]	$\frac{q_{s,m}}{q_{ult}}$	$z_{ref,e}^{**}$
5C	11.0	0.20	27.000	4.000	0.15	0.27 $D_s$
3C	11.0	0.20	25.000	5.100	0.20	0.22 $D_s$
4B	4.8	0.20	6.700	1.400	0.21	0.21 $D_s$
1B	4.0	0.20	5.500	700	0.13	0.42 $D_s$
Average					0.17	0.28 $D_s$

*  $q_{s,m} = q$  (for  $z_s/D_s = 0.05$ )

** Reference displacement for end resistance

Tableau II.4 : Effort de pointe d'essais de chargement jusqu'à la rupture (Comité BCP, 1971)

Le rapprochement de ce résultat avec les travaux de MEYERHOF (1956) et de REESE (1978) permet à l'auteur de conclure que :

$$q(z/d = 0,05) = q_l / 6 = 0,17q_l \quad (II.35)$$

En reportant dans la relation (II.25), la valeur suivante est obtenue pour le déplacement de référence ( $z_{ref,e}$ ) pour lequel  $q = 0,5q_l$  (HIRAYAMA, 1990) :

$$z_{ref,e} = 0,25 d \quad (II.36)$$

et alors :

$$a_e = 0,25d/q_f \quad (\text{II.37})$$

L'auteur note, par ailleurs, que les valeurs de  $z_{ref,f}$  (pour le frottement latéral) sont plus petites que celles de  $z_{ref,e}$  (pour l'effort de pointe), ce qui paraît normal.

## 5. Méthode de KRAFT et al.

KRAFT et al. (1981) utilisent, pour prendre en compte la non linéarité de la loi de cisaillement ( $\tau, \gamma$ ) élémentaire du sol, une fonction hyperbolique :

$$\tau = G(\gamma) \gamma = \frac{G_i \gamma}{1 + \frac{G_i \gamma}{\tau_{max}} R_f} \quad (\text{II.38})$$

où  $G$  est le module de cisaillement du sol [ $= E/2(1+\nu)$ ],  $G_i$  le module de cisaillement initial [ $= E_i/2(1+\nu)$ ],  $E_i$  le module tangent initial,  $\tau_{max}$  la résistance au cisaillement du sol, et  $R_f$  une constante de calage expérimentale. Grâce à une approche similaire à celle décrite au § 3.2, KRAFT et al. aboutissent à :

$$z = \frac{t_0}{G_i} \ln \left( \frac{\frac{r_m}{r_0} - \psi}{1 - \psi} \right) \quad (\text{II.39})$$

où  $z$  est le déplacement du fût,  $t$  est le frottement latéral à l'interface sol-pieu,  $r_0$  est le rayon du pieu,  $r_m$  est la zone de l'influence à partir de laquelle les contraintes du cisaillement deviennent négligeables, égale à  $2.5 L \rho (1-\nu_s)$ ,  $L$  est la longueur du pieu,  $\rho$  est le rapport du module de cisaillement à la profondeur  $L/2$  à celui au niveau de pointe du pieu et  $\psi = tR_f/\tau_{max}$ .

Pour la pointe KRAFT et al. (1981) utilisent la formule élastique pour une fondation circulaire rigide sur un massif semi-infini.

Les modules de cisaillement à utiliser d'après les auteurs sont les modules aux petites déformations obtenus par des essais cross-hole.

## 6. Méthode d'ARMALEH et DESAI

### 6.1. courbe t-z

ARMALEH et DESAI (1987) généralisent le modèle contrainte-déformation de Ramberg-

Osgood (R-O) (DESAI et WU, 1976), à la simulation de la courbe t-z (Fig. II.7) :

$$t.A_s = \frac{(k_{os} - k_{fs}) z}{\left(1 + \left|\frac{(k_{os} - k_{fs})}{P_{fs}}\right|^{m_s}\right)^{1/m_s}} + k_{fs} z \quad (\text{II.40})$$

où  $t$  est le frottement latéral unitaire,  $k_{os}$  est la raideur initiale (en kN/m),  $k_{fs}$  est la raideur finale de ressort,  $P_{fs}$  est le frottement latéral limite ( $=q_s.A_s$ ),  $A_s$  est la surface latérale et  $m_s$  est le degré de la courbe.  $k_{os}$ ,  $k_{fs}$ ,  $p_{fs}$  et  $m_s$  sont les paramètres R-O de la courbe t-z. Le cas particulier  $m_s=1$  et  $k_{fs} = 0$  est celui d'une courbe t-z hyperbolique.

Le modèle R-O fournit une méthode souple de simulation. Il est facile de changer la courbure de la loi en changeant la valeur de  $m_s$  et de simuler le déchargement et le chargement cyclique.

A chaque profondeur, la valeur de  $k_{os}(z)$  est déterminée en mesurant la pente initiale de la courbe "t-z" à cette profondeur. La pente finale, à une certaine profondeur  $z$ , est supposée être (ARMALEH et DESAI, 1987) :

$$k_{fs}(z) = 0,005 k_{os}(z) \quad (\text{II.41})$$

La valeur de  $t$  est limitée à la valeur  $P_{fs}/A_s (= q_s)$  donnée par :

$$q_s = K_h \sigma'_v \tan \delta \quad (\text{II.42})$$

où  $\delta$  est l'angle de frottement de l'interface et  $K_h$  est le coefficient de poussée et  $m_s$  est pris égal à 1 dans l'étude d'ARMALEH et DESAI.

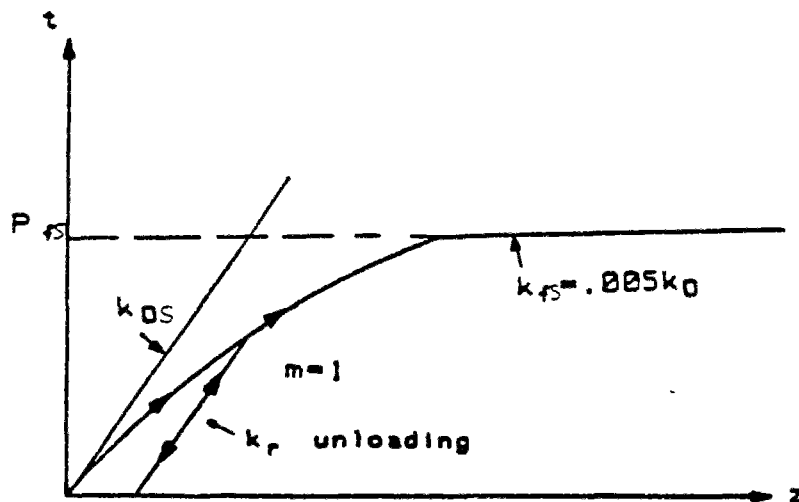


Fig. II.7 : Courbe schématique t-z (ARMALEH et DESAI, 1987)

Les paramètres de la courbe t-z (Eq. II.40) sont estimés pour différents pieux, par les auteurs, à un certain nombre de profondeurs le long du pieu et les valeurs intermédiaires sont obtenues par interpolation linéaire. Des valeurs typiques près de la tête, du milieu et de la pointe sont données pour les pieux de l'étude au tableau II.5.

Pile (1)	Location (2)	$k_{sw}$		$k_p$		$P_{fi}$		$m_s$ (9)
		$z/n$ (3)	$kN/cm$ (4)	$z/n$ (5)	$kN/cm$ (6)	$t$ (7)	$kN$ (8)	
2 (5,20)	Near ground level	2.63	9.2	0.013	0.045	0.031	0.27	1
	Near the middle	5.81	20.3	0.029	0.1	0.17	1.5	1
	Near the tip	11.16	39.1	0.056	0.2	0.32	2.85	1
3 (5,20)	Near ground level	2.2	7.7	0.011	0.04	0.032	0.28	1
	Near the middle	5.1	17.8	0.025	0.09	0.18	1.6	1
	Near the tip	9.44	33.1	0.047	0.16	0.37	3.29	1
10 (5,20)	Near ground level	2.27	7.9	0.011	0.04	0.029	0.26	1
	Near the middle	5.3	18.6	0.026	0.09	0.16	1.42	1
	Near the tip	9.95	34.8	0.05	0.17	0.32	2.85	1
Model (26)	Near ground level	0.56	2.0	0.003	0.01	0.0004	0.0035	1
	Near the middle	0.97	3.4	0.005	0.017	0.0011	0.0098	1
	Near the tip	1.2	4.2	0.006	0.02	0.0018	0.016	1
JL (7,13)	Near ground level	1.66	5.8	0.008	0.03	0.038	0.34	1
	Near the middle	4.15	14.5	0.021	0.07	0.15	1.33	1
	Near the tip	6.14	21.5	0.031	0.11	0.32	2.85	1
1 (27)	Near ground level	2.83	9.9	0.014	0.05	0.078	0.69	1
	Near the middle	4.8	16.8	0.024	0.08	0.23	2.05	1
	Near the tip	5.0	17.5	0.025	0.087	0.35	3.11	1

Tableau II.5 : paramètres pour la courbe t-z (ARMALEH et DESAI, 1987)

## 6.2. courbe q-z

Les courbes non linéaires q-z sont également simulées à l'aide du modèle Ramberg - Osgood:

$$q \cdot A_p = \frac{(k_{ot} - k_{ft}) z}{\left(1 + \left| \frac{(k_{ot} - k_{ft}) z}{P_R} \right|^{m_t}\right)^{1/m_t}} + k_{ft} z \quad (\text{II.43})$$

où q est l'effort unitaire en pointe,  $A_p$  l'aire de section droite de la pointe et  $k_{ot}$ ,  $k_{ft}$ ,  $P_R$  et  $m_t$  sont les paramètres R-O pour la pointe du pieu.

Les auteurs introduisent la raideur initiale  $k_L$  de la pointe (en kN/m) obtenue par l'équation élastique :

$$k_L = \frac{P_t}{z} = \frac{d E_t}{(1 - \nu_s^2) \eta} \quad (\text{II.44})$$

où  $h$  est le coefficient d'influence et  $E_i$  est le module du sol déterminé selon JANBU (1963) :

$$E_i = K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (\text{II.45})$$

où  $p_a$  est la pression atmosphérique,  $\sigma_3$  est la pression de confinement =  $K_h \sigma'_v$ ,  $K_h$  est le coefficient de poussée latérale des terres,  $\sigma'_v$  est la contrainte effective verticale,  $K$  et  $n$  sont des constantes déterminées à partir d'essais de laboratoire, comme l'essai triaxial.

RANDOLPH et WROTH (1978) proposent  $\eta=1$  pour les pieux longs. Cependant, dans la présente étude l'utilisation de  $\eta = 1$ , avec  $E_i$  déterminé par essais de laboratoire ne mène pas à une bonne comparaison avec les résultats  $k_{\alpha t}$  observés en pointe. ARMALEH et DESAI proposent alors de prendre :

$$k_{\alpha t} = \lambda k_L \quad (\text{II.46})$$

Afin de trouver la valeur de  $\lambda$ , trois essais de pieu furent pris en considération. La valeur de la pente initiale des courbes de réponse en pointe fut prise comme  $k_{\alpha t}$ . Puis  $\lambda$  fut calculé à partir de (II.46) avec  $k_L$  déterminé par l'équation (II.44) avec  $\eta=1$ . Le tableau II.6 donne les valeurs de  $\lambda$  et également la valeur moyenne de  $\lambda$  pour ces trois essais de pieu. La valeur moyenne obtenue est 2,6. Puis des prévisions par éléments finis furent comparées aux observations expérimentales, en utilisant la valeur proposée  $k_{\alpha t} = \lambda k_L$  avec  $\lambda=2,6$ . Le même  $\lambda$  fut aussi utilisé pour prévoir le comportement d'autres pieux pour lesquels des mesures en pointe n'étaient pas disponibles. De ces calculs il ressort que pour une représentation réaliste de la raideur initiale en pointe de pieux longs dans du sable, la valeur de  $k_{\alpha t}$  peut effectivement être obtenue en multipliant la valeur de  $k_L$  par 2,6 (avec  $\eta=1$ ).

Par ailleurs les auteurs supposent :

$$k_{ft} = 0.005 k_{\alpha t} \quad (\text{II.47})$$

et :  $m_t=1$

Pieu (1)	$k_{\alpha t}$		$k_L$		$\lambda^*$ (6)
	$t/n$ (2)	kN/cm (3)	$t/n$ (4)	kN/cm (5)	
2	800	2,802.0	294	1,029.7	2.7
3	1,040	3,642.6	347	1,215.4	3.0
10	600	2,101.5	287	1,005.2	2.1

*Average value of  $\lambda = 2.6$ .

Tableau II.6: Valeurs de  $\lambda$  obtenues pour les courbes q-z  
(ARMALEH et DESAI, 1987)

Enfin, la charge limite en pointe  $P_{ft}$  ( $q_l A_p$ ) est évaluée par l'approche proposée par VESIC (1970) :

$$P_{ft} = \begin{cases} = q_l A_p & \text{pour : } L/D \geq \alpha \\ = N_q^* \sigma_v A_p & \text{pour : } L/D < \alpha \end{cases} \quad (\text{II.48})$$

où  $\alpha = 20$  pour un sable très dense et 10 pour un sable très lâche,  $q_l$  est la valeur de la résistance limite en pointe donnée par la figure II.8 et  $N_q^*$  est le facteur de portance pour une fondation profonde avec une section circulaire ou carrée. (VESIC, 1975).

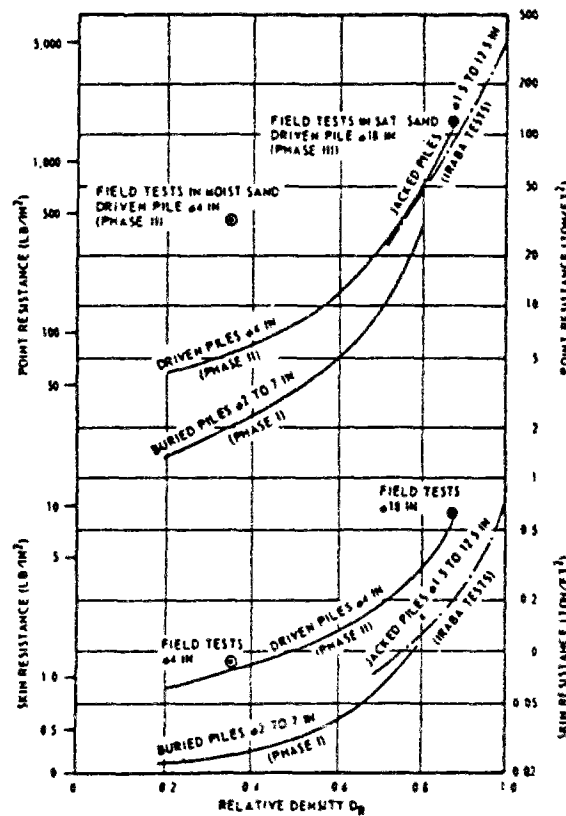


Fig. II.8 : Résistance limite en pointe et frottement latéral limite (VESIC, 1970)  
 (1 lb/in² = 6,89 kPa)  
 (1 ton/ft² = 95,7 kPa)

## 7. Méthode d'O'NEILL et al.

O'NEILL et al. (1982b) à la suite d'expérimentations de pieux sous charge axiale et de l'étude des mécanismes de transfert de la charge au sol proposent les fonctions adimensionnelles suivantes pour représenter les courbes t-z et q-z des pieux isolés :

$$\frac{t}{q_s} = \sin \frac{\pi z}{2z_c} - 0,025 \sin \frac{2\pi z}{z_c} \quad z \leq z_c \quad (\text{II.49})$$

$$\frac{q}{q_l} = \left( \frac{z}{z_c} \right)^{0,4} \quad z \leq z_c \quad (\text{II.50})$$

où  $q_s$  et  $q_l$  sont les efforts limites et  $z_c$  le déplacement à la profondeur correspondante. L'équation (II.49) est une approximation de Fourier. Les équations (II.49) et (II.50) ne tiennent compte qu'implicitement des contraintes résiduelles.

Le paramètre  $z_c$ , pour la courbe t-z, peut être évalué en modifiant une expression proposée par RANDOLPH et WROTH (1978) :

$$z_c = \frac{q_s r_0}{G(z)} \left[ 0,67 + \ln \frac{2\rho L (1-\nu)}{r_0} \right] \quad (\text{II.51})$$

où  $r_0$  est le rayon du pieu,  $G(z)$  est le module du cisaillement à la profondeur considérée,  $L$  est la longueur du pieu et  $\nu = G(z=L/2) / G(z=L)$ . Il y a une bonne concordance expérimentale quand  $G(z)$  est mesuré avec un pressiomètre autoforeur (O'NEILL et al., 1980).

Le facteur  $z_c$  pour la courbe q-z est, selon les auteurs, approximativement 3% du diamètre de la pointe.

## 8. Courbe adimensionnelle de VIJAYVERGIYA

VIJAYVERGIYA (1977) propose une méthode empirique de construction simple, sous forme adimensionnelle, des courbes de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe.

Le frottement latéral adimensionnel est donné par la relation suivante :

$$\frac{t}{q_s} = 2 \left\{ \frac{z}{z_c} \right\}^{1/2} - \frac{z}{z_c} \quad (\text{II.52})$$

où  $z_c$  est le déplacement critique, à savoir le déplacement pour lequel le frottement latéral limite  $q_s$  est mobilisé

Pour la mobilisation de l'effort de pointe, la proposition correspondante est :

$$\frac{q}{q_l} = \left\{ \frac{z}{z_c} \right\}^{1/3} \quad (\text{II.53})$$



HA et O'NEILL(1983) comparent la forme de la courbe proposée par VIJAYVERGIYA pour le frottement latéral (équation II.52) à celle obtenue à partir des travaux de KRAFT et al. (1981), de COYLE et REESE (1966) et d'O'NEILL et al. (1982b) (Fig. II.9).

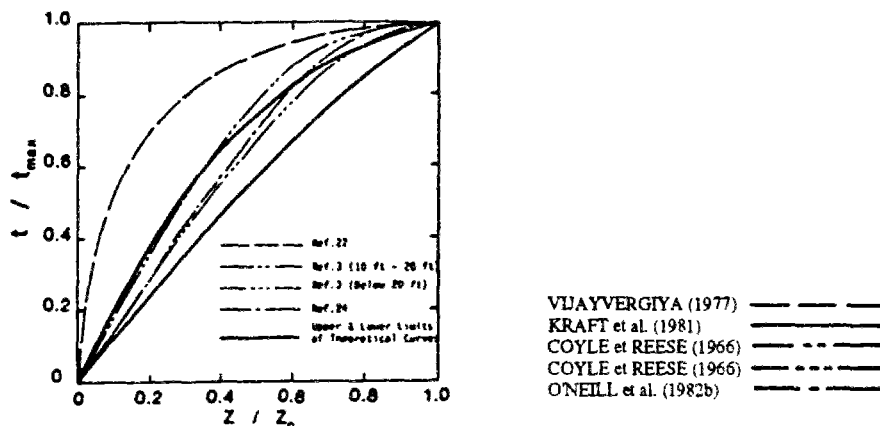


Fig. II.9 : Courbes t-z normalisées (HA et O'NEILL, 1983)  
(1 ft = 0,305 m)

## 9. Valeurs limites pour les courbes t-z et q-z

Plusieurs méthodes d'évaluation des efforts limites  $q_s$  et  $q_j$  des courbes de frottement latéral t-z et d'effort de pointe q-z ont été évoquées plus haut. Le présent paragraphe est consacré à la présentation des méthodes par essais en place (pressiomètre, C.P.T., phicomètre et S.P.T.) et par essais de laboratoire (essais de cisaillement essentiellement).

### 9.1. Essai pressiométrique

#### 9.1.1. Règles du FASCICULE 62, Titre V

Pour estimer les valeurs des paramètres  $q_s$  et  $q_j$ , on peut utiliser les règles du FASCICULE 62, Titre V (Annexe C.3, 1993) issues des travaux de BUSTAMANTE et GIANESELLI (1981). Les tableaux et abaques correspondants sont donnés dans l'Annexe B.

Pour les micropieux, le FASCICULE 62, Titre V (Annexe C.6, 1993) préconise de négliger la résistance de pointe (sauf dispositions différentes du marché) et de déterminer la charge limite à partir d'au moins un essai de traction représentatif, sinon d'estimer la charge limite, en se basant, à titre conservatoire, sur le diamètre nominal de forage et le frottement latéral relatif aux pieux injecté "basse pression", ou "haute pression", suivant la technologie utilisée (voir Annexe B).

### 9.1.2. Méthode de BUSTAMANTE et DOIX

BUSTAMANTE et DOIX (1985) proposent une méthode spécifique pour le calcul des tirants et des micropieux injectés, suite à de nombreux essais en vraie grandeur.

Il est à noter que pour une fondation injectée, la mobilisation du frottement a lieu au contact du bulbe de scellement avec le sol, sur lequel ce frottement atteint sa valeur limite. Les auteurs, pour calculer le diamètre moyen du bulbe de scellement  $d_{bul}$  proposent la formule suivante :

$$d_{bul} = \alpha \cdot d_{for} \quad (II.54)$$

où  $d_{for}$  est le diamètre de forage et  $\alpha$  un coefficient majorateur dont les valeurs sont données dans le tableau II.7.

SOLS	Coefficient $\alpha$		Quantité minimale de coulis conseillée $V_i$
	IRS*	IGU**	
Grave	1.8	1.3 à 1.4	1.5 $V_s$
Grave sableuse	1.6 à 1.8	1.2 à 1.4	1.5 $V_s$
Sable graveleux	1.5 à 1.6	1.2 à 1.3	1.5 $V_s$
Sable grossier	1.4 à 1.5	1.1 à 1.2	1.5 $V_s$
Sable moyen	1.4 à 1.5	1.1 à 1.2	1.5 $V_s$
Sable fin	1.4 à 1.5	1.1 à 1.2	1.5 $V_s$
Sable limoneux	1.4 à 1.5	1.1 à 1.2	{ 1.5 à 2 $V_s$ pour IRS 1.5 $V_s$ pour IGU
Limon	1.4 à 1.6	1.1 à 1.2	{ 2 $V_s$ pour IRS 1.5 $V_s$ pour IGU
Argile	1.8 à 2	1.2	{ 2.5 à 3 $V_s$ pour IRS 1.5 à 2 $V_s$ pour IGU
Marne	1.8	1.1 à 1.2	1.5 à 2 $V_s$ pour couche compacte
Marne-calcaire	1.8	1.1 à 1.2	
Craie altérée ou fragmentée	1.8	1.1 à 1.2	2 à 6 $V_s$ ou plus, si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1.2	1.1	1.1 à 1.5 $V_s$ si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée
<small>$V_s$ volume du bulbe de scellement IRS injection répétitive et sélective IGU injection globale en presse unifiée</small>			<small>* avec $p_i \geq p_l$ ** avec $0.5 p_l &lt; p_i &lt; p_l$</small>

Tableau II.7 : Valeurs du coefficient majorateur  $\alpha$  pour le calcul du diamètre moyen du scellement (BUSTAMANTE et DOIX, 1985)

Les valeurs du frottement latéral limite unitaire  $q_s$  dépendent de la nature du sol et du mode de scellement choisi (IRS ou IGU, voir Chap. I). Les abaques de détermination de  $q_s$  sont donnés dans l'Annexe C.

## 9.2. Essai de pénétration au cône (Pénétromètre statique, C.P.T.)

Les propositions du FASCICULE 62, Titre V (Annexe C.4, 1993) concernant l'utilisation du Pénétromètre au cône (C.P.T.) ou Pénétromètre statique pour estimer les valeurs de  $q_s$  et  $q_f$ , sont similaires à celles données pour le pressiomètre et sont également inspirées des travaux de BUSTAMANTE et GIANESELLI (1981). Cette méthode est décrite dans l'Annexe D.

On note que ces règles ne s'appliquent à aucune technologie de micropieu injecté.

## 9.3. Essai d'arrachement (Phicomètre) pour l'estimation de $q_s$

Le Phicomètre permet la simulation de l'arrachement d'une inclusion rigide dans le sol (PHILIPPONAT et ZERHOUNI, 1993). Cet essai de frottement latéral, à volume constant, permet de mieux observer le comportement du sol à l'interface sol-inclusion et notamment les phénomènes de dilatance ou de contractance empêchée qui peuvent se manifester.

Les essais à volume constant, effectués à l'aide d'une sonde rugueuse ont confirmé l'existence d'une loi de frottement classique du type :

$$q_f = c_i + \sigma \tan \phi_i \quad (\text{II.55})$$

$c_i$  = cohésion mesurée au Phicomètre.

$\sigma$  = pression normale au contact.

$\phi_i$  = angle de frottement au contact, mesuré au Phicomètre.

L'expérience a montré que  $q_s$  était corrélé à la pression limite du sol  $p_l$  mesurée au pressiomètre. Par ailleurs, les recherches effectuées sur les phénomènes de contractance et de dilatance empêchées ont montré que la contrainte normale  $\sigma$ , au moment de la rupture, pouvait être très différente de la contrainte horizontale initiale. Ceci a conduit à adopter comme formule de base pour la détermination de  $q_s$  pour les pieux, la formule suivante (PHILIPPONAT et ZERHOUNI, 1993) :

$$q_s = \beta c_i + P_c \tan \phi_i \quad (\text{II.56})$$

Avec :

$\beta$  = coefficient fonction de  $p_l$  et du type du pieu.

$P_c$  = pression normale fonction de  $p_l$  et du type du pieu.

Toutefois la valeur de  $q_s$  ne peut dépasser une valeur plafond  $q_{sp}$ . Les abaques fournissant les valeurs de  $q_{sp}$ ,  $\beta$  et  $P_c$  sont donnés dans l'Annexe E.

Le tableau II.8 fournit une comparaison des valeurs obtenues sur quatre sites d'argile à silex avec celles données par les règles SETRA-LCPC (1985), respectivement pour l'argile ( $Q_2$ ) et pour la grave ( $Q_4$ ).

Les auteurs concluent que :

"Les valeurs mesurées de l'angle de frottement  $f_i$  laissent penser que les deux premières lignes correspondent à des argiles peu charpentées en silex, alors que c'est le contraire pour les deux dernières.

$f_i$ (deg.)	$c_i$ (kPa)	$P_l$ (MPa)	$q_{s\text{ohico}}$ (kPa)	$q_s$ (kPa) [SETRA-LCPC]	
				Argile	Grave
25	50	1.0	64	60	90
15	75	3.0	90	80	120
44	23	3.0	140	80	120
37	23	2.0	112	80	120

Tableau II.8 : essais dans des sites d'argile à silex, estimation de  $q_s$  pour des pieux battus enrobés (PHILIPPONAT et ZERHOUNI, 1992)

Cet exemple montre l'intérêt de la méthode proposée dans ce type de sol, puisqu'elle conduit à des valeurs de  $q_s$  voisines de celles qui seraient retenues dans l'argile pour les deux premiers sites, et des valeurs de  $q_s$  voisines de celles obtenues pour la grave dans les deux derniers.

De plus, étant donné que l'essai au phicomètre représente une mesure directe du frottement entre une inclusion (la sonde) et le sol, l'appréciation de  $q_s$  devrait être plus fine qu'avec le seul pressiomètre."

#### 9.4. Essai de pénétration standard (SPT)

On trouve, dans la littérature, des corrélations entre le frottement latéral unitaire  $q_s$  et le nombre de coups  $N$  au S.P.T. On donne dans l'Annexe F les tableaux du texte de la conférence Rankine prononcée par POULOS (1989).

#### 9.5. Essais de laboratoire

Les tableaux de l'Annexe F (POULOS, 1989) résument les méthodes disponibles pour déterminer le frottement latéral limite  $q_s$  à l'aide de données de laboratoire pour les pieux battus et forés.



## Partie B

# Analyse des essais de chargement des micropieux d'Ath

### 1. Introduction

Un point important de la modélisation du comportement des micropieux sous charge axiale est la simulation de la mobilisation du frottement latéral à l'interface avec le sol, qui résiste aux efforts de traction et de compression appliqués en tête.

Dans la partie précédente de ce chapitre, on a décrit les différentes méthodes de prévision des courbes de mobilisation du frottement latéral (courbe "t-z"), et de l'effort en pointe (courbe "q-z") et, notamment, leurs valeurs limites unitaires ( $q_s$  et  $q_l$ ).

La partie présente de ce chapitre concerne les essais en vraie grandeur de trois micropieux réalisés à Ath en Belgique : deux micropieux ont été soumis à des efforts de compression et un à des efforts de traction. Pour chaque micropieu d'essai, on a fait des calculs de prévision ainsi que des calculs d'interprétation des résultats des mesures.



## 2. Expérimentation en vraie grandeur d'Ath

Sur le chantier d'un viaduc à Ath en Belgique une campagne d'essais de chargement de micropieux, en vraie grandeur, a eu lieu en avril 1994 (BUSTAMANTE, 1994). Ces essais effectués par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) consistent en :

- a. un essai d'arrachement sur le micropieu P.28 ;
- b. deux essais de compression sur les micropieux C.2 et P.32.

La présente partie concerne des calculs prévisionnels ainsi que des calculs interprétatifs réalisés au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des sols (CERMES), pour chacun de ces trois micropieux.

Il est à noter qu'un autre essai de micropieu isolé réalisé sur le chantier de Rueil-Malmaison (micropieu isolé n°8 sous efforts de traction), sera ultérieurement étudié (Chap. IV, Partie C). Ce micropieu est, en effet, le micropieu de référence pour l'étude de l'effet de groupe entre trois micropieux essayés sur le même chantier.

### 2.1. Micropieux d'essais

Les micropieux d'essais sont des micropieux IRS (injection haute pression répétitive et sélective ; voir Chap. I, § 2). Le diamètre du forage est compris entre 168 mm et 187 mm (pour les calculs, il a été pris égal à 180 mm).

L'armature des micropieux est constituée par des tubes pétroliers  $\varnothing$  114/85 mm, raccordés par manchons filetés  $\varnothing$  135/111 mm.

Le module d'Young de cette armature est pris égal à 200 000 MPa.

### 2.2. Instrumentation

Ces trois micropieux ont été instrumentés par :

- comparateur électrique (mesures du déplacement de la tête des micropieux) ;
- peson annulaire (mesures des forces dans l'armature de chaque micropieu) ;
- extensomètre amovible (mesures des déformations le long des micropieux).

Les extensomètres étaient mis en oeuvre dans un tube de 53 mm scellé dans l'armature des micropieux. Les tronçons de mesures ainsi que la position des extensomètres sont donnés plus loin, pour chaque micropieu.

## 3. Construction des courbes de mobilisation "t-z" et "q-z"

Pour analyser ces essais, on a utilisé le programme PIVER-LCPC (analyse du comportement isolé des pieux chargés axialement par courbes "t-z" et "q-z", voir FRANK, 1989), qui



nécessite de connaître les courbes de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe.

Pour chacun des deux types calculs (prévisionnel ou interprétatif), on utilisera deux méthodes de prévision des courbes "t-z" et "q-z".

A. La méthode de FRANK et ZHAO (voir Partie A, § 3.1.2) qui propose un modèle trilineaire basé sur l'utilisation des résultats pressiométriques Ménard (dit "*Modèle FRANK et ZHAO*").

B. La méthode basée sur les principes du continuum élastique et le mécanisme de "cisaillement pur d'anneaux concentriques".

Dans cette dernière méthode, on suppose le sol élastique et homogène, et la mobilisation du frottement latéral est définie par (voir Partie A, § 3.2, BAGUELIN, FRANK et JEZEQUEL, 1982) :

$$t = \frac{G}{r_0 k} z \quad (\text{II.57})$$

où  $r_0$  est le rayon du pieu,  $t$  la contrainte de cisaillement sur la surface latérale du pieu,  $G$  le module de cisaillement intact du sol et enfin,  $k$  est estimé par l'abaque de la figure II.5 ou encore calculé, avec une précision de  $\pm 4\%$  par la formule (II.16).

Pour un sol hétérogène (multicouche), LEE (1993a) a calculé  $k$  par l'approche suivante (RANDOLPH et WROTH, 1978) :

$$k = \ln \frac{r_{m,eq}}{r_0} \quad (\text{II.58})$$

où :

$$r_{m,eq} = 2,5 \rho_m \cdot L_m (1 - \nu) \quad (\text{II.59})$$

avec :

$$\rho_m = \frac{1}{G_m \cdot L} \sum_{i=1}^n G_i \cdot L_i \quad (\text{II.60})$$

et  $G_i$  est le module de cisaillement de la couche  $i$  dont l'épaisseur est  $L_i$  et  $G_m$  est la valeur maximale de  $G_i$ .

Cette estimation du rayon d'influence équivalent  $r_{m,eq}$  ne tient pas compte de la variation du coefficient de Poisson le long de l'élément profond, c'est pourquoi on propose, dans ce qui suit, la formule suivante :

$$r_{m,eq} = \frac{2.5}{G_m} \sum_{i=1}^n G_i \cdot L_i \cdot (1 - \nu_i) \quad (\text{II.61})$$

La phase de mobilisation de la courbe "t-z" est ainsi définie par :

$$t = \frac{G_i}{r_0 \ln (r_{m,eq} / r_0)} z \quad (\text{II.62})$$

Pour évaluer la valeur de  $G_i = E_i/2(1+\nu_i)$ , on suppose que le rapport de  $E_i/E_{Mi}$  vaut 10 (cas des sols fins) et 4 (cas des sols granulaires) où  $E_i$  est le module d'Young et  $E_{Mi}$  le module pressiométrique de la couche  $i$  du sol (voir, par exemple, FRANK, 1985).

Pour la courbe "q-z", on utilise une expression de poinçon rigide en profondeur (FRANK, 1974 ; RANDOLPH et WROTH, 1978) :

$$q = \frac{G_p}{0.75 \pi r_0 \cdot (1 - \nu)} z \quad (\text{II.63})$$

où  $G_p$  est le module de cisaillement du sol en pointe du pieu.

Les relations (II.62) et (II.63) définissent des droites modélisant le comportement élastique de l'interface sol-pieu pour chaque couche du sol et le comportement élastique de la pointe. On doit les limiter respectivement par le frottement latéral unitaire limite  $q_s$  de la couche donnée et la contrainte de rupture sous la pointe  $q_r$ . Le modèle de cisaillement élastique d'anneaux concentriques et celui du poinçon rigide conduisent donc à des courbes "t-z" et "q-z" bilinéaires (par la suite, on l'appelle "Modèle bilinéaire").

Afin d'estimer la valeur du frottement latéral unitaire limite  $q_s$  et la contrainte de rupture sous la pointe  $q_r$ , pour effectuer les calculs prévisionnels, on a utilisé les règles pressiométriques pour des pieux injectés haute pression du FASCICULE 62, Titre V (1993, voir Partie A, § 9.1.1) ainsi que la méthode de BUSTAMANTE et DOIX (1985, voir Partie A, § 9.1.2).

En ce qui concerne le module pressiométrique  $E_M$ , lorsque l'on ne disposait pas de résultats pressiométriques, il a été estimé à partir de résultats pénétrométriques.

#### 4. Essai d'arrachement du micropieu P.28

Le micropieu P28 a été implanté à proximité de l'emprise de la pile P.28, et du sondage pénétrométrique CPT 640. Les sols comportent deux horizons caractéristiques, le premier constitué de limons et sables de médiocre qualité, le deuxième étant un banc de calcaire (BUSTAMANTE, 1994).

La longueur du micropieu dans le sol était 10,2 m. L'injection de ce micropieu a eu lieu entre le 18 et le 28 février 1994.

#### 4.1. Instrumentation et arrachement

Le micropieu P.28 a été instrumenté avec un train d'extensomètre amovible, comportant 7 tronçons de mesure, répartis comme indiqué sur la figure II.10.

L'essai de traction a été réalisé le 15 avril 1994, après un délai de repos de 46 jours.

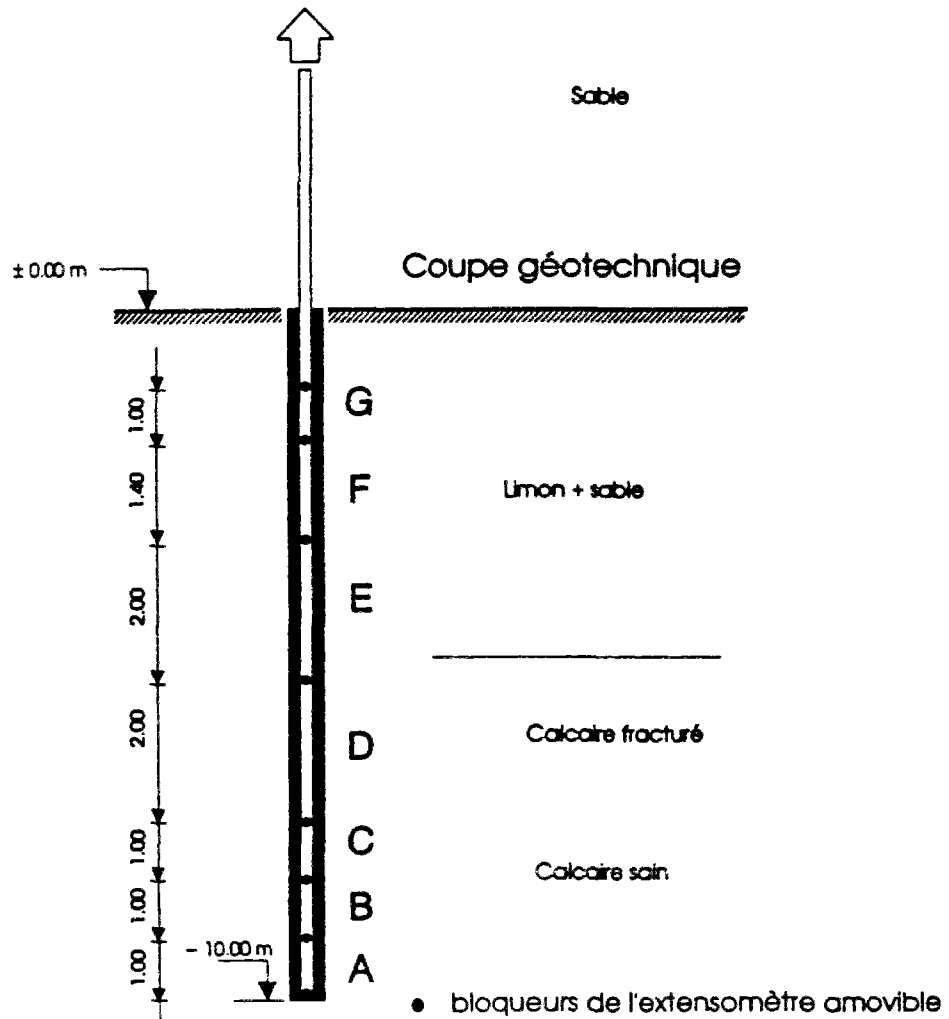


Fig. II.10 : Disposition des bloqueurs de l'extensomètre pour le micropieu d'essai P.28 (BUSTAMANTE, 1994)

Le programme de chargement a consisté à appliquer un total de 9 paliers de 250 kN, maintenus entre 30 minutes pour les 4 premiers et 60 minutes pour les 5 derniers. Cet essai d'arrachement a été finalement poussé jusqu'à 2250 kN. Il a été interrompu à cette charge, en raison des limites des manchons de raccordement.

## 4.2. Calculs de prévision

Il est important de noter que les résultats de l'essai pénétrométrique, à proximité de ce micropieu, sont disponibles jusqu'à 6 m de profondeur (cote de refus). Nous avons supposé que la valeur mesurée de la résistance au cône  $q_c$  à 6 m était valable jusqu'au niveau de la pointe du micropieu (à 10,2 m).

Les valeurs de la résistance de cône  $q_c$  mesurées, aux différents niveaux, ainsi que les valeurs estimées du frottement latéral unitaire limite  $q_s$  et celles du module pressiométrique  $E_M$ , en utilisant les règles du FASCICULE 62, Titre V (1993), sont données dans le tableau II.9. On a donné, dans le même tableau, les valeurs du coefficient majorateur  $\alpha$  et du frottement latéral unitaire limite  $q_s$  proposées par BUSTAMANTE et DOIX (1985).

Par ailleurs, le rayon d'influence équivalent  $r_{m,eq}$ , pour ce micropieu, vaut 10,2 m.

En prenant les valeurs de  $q_s$  aux différents niveaux (voir tableau II.9), les charges limites  $Q_L$  pour le micropieu P.28 sont données dans le tableau II.10. Le rapport entre la charge limite calculée par les règles de BUSTAMANTE et DOIX ( $Q_{L,B}$ ) et celle calculée en utilisant les règles du FASCICULE 62, Titre V ( $Q_{L,F}$ ), vaut 2,87.

Règles	Charge limite (kN)	$Q_{L,B}/Q_{L,F}$
FASCICULE 62 (1993)	$Q_{L,F} = 1071,3$	2,87
BUSTAMANTE et DOIX (1985)	$Q_{L,B} = 3073,3$	

Tableau II.10 : Charge limite du micropieu P.28

En utilisant les deux modèles "FRANK et ZHAO" et "bilinéaire" (voir § 3) avec les données précédentes et le logiciel PIVER, on a effectué les calculs de prévision. On compare, sur la figure II.11, les résultats de ces calculs prévisionnels aux mesures, pour le déplacement en tête du micropieu P.28.

Le FASCICULE 62 sous-estime la charge limite de ce micropieu et puisque la charge en tête de ce micropieu n'a pas passé 2250 kN, on n'est pas dans le mesure de vérifier la charge limite calculée par les règles de BUSTAMANTE et DOIX.

Les déplacements prévus par le modèle bilinéaire sont toujours plus petits que ceux par le modèle FRANK et ZHAO. Les résultats du modèle bilinéaire, en utilisant les règles du FASCICULE 62, sont plus proches aux mesures que ceux du modèle FRANK et ZHAO ; c'est l'inverse, dans le cas de l'utilisation des règles de BUSTAMANTE et DOIX.

Profondeur (m)	Sol	Résistance de cône $q_c$ (MPa)	Règles du FASCICULE 62, Titre V (1993)					BUSTAMANTE et DOIX (1985)	
			Classe de sol ¹	$p_l$ (MPa) ¹	$E_M/P_l$	$E_M$ (MPa)	$q_s$ (kPa) ²	$\alpha$	$q_s$ (kPa)
0 - 3	limons et sables de médiocre qualité	< 1	argile et limon mou (A)	0,5	5	2,5	20	1,5	110
3 - 4		7,5	argile et limon ferme (B)	1,8	11	19,8	132	1,5	225
4 - 5,5		12	argile très ferme (C)	3,0	16	48	195	1,5	355
5,5 - 10,2	calcaire	> 46	marno-calcaire (B) ou craie (B)	5,0	18	90	300	1,8	450

(1) voir tableau B.2 (Annex B)

(2) voir tableau B.1 et figure B.1 (Annexe B)

Tableau II.9 : Estimation des caractéristiques mécaniques du sol pour le micropieui d'essai P.28 en utilisant les règles du FASCICULE 62, Titre V (1993) et celles de BUSTAMANTE et DOIX (1985)

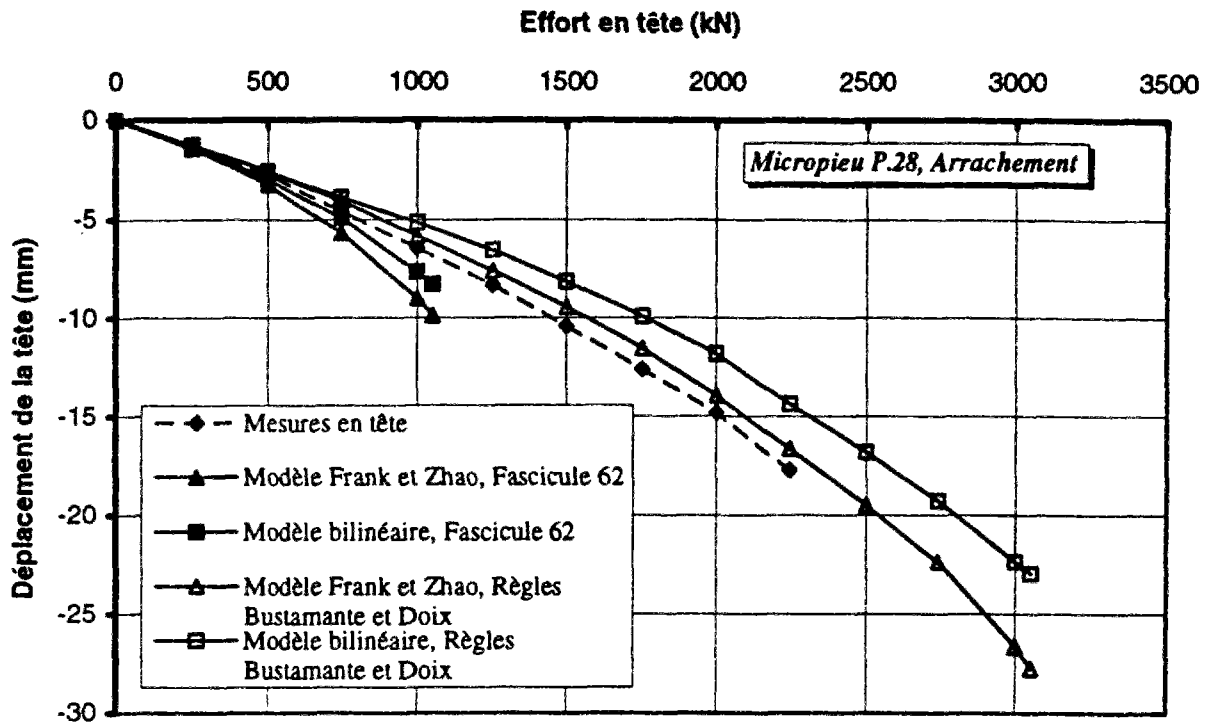


Fig. II.11 : Comparaison du déplacement prévu avec les mesures en tête du micropieu P.28

### 4.3. Calculs interprétatifs

Dans cette partie de l'analyse d'essai, on garde les valeurs du module pressiométrique  $E_M$  (voir tableau II.9), mais on change les valeurs du frottement latéral unitaire limite  $q_s$ , en utilisant les valeurs mesurées du frottement limite ou maximal mobilisé tout le long du micropieu P.28. Ces valeurs mesurées de  $q_s$  données au tableau II.11, sont comparées à celles prévues. Il est à noter que jusqu'à 5,5 m de profondeur les valeurs mesurées du frottement limite sont disponibles et les règles du FASCICULE 62 les sous-estiment et les règles de BUSTAMANTE et DOIX les surestiment largement.

Profondeur (m)	$q_s$ (kPa) prévu (1)	$\alpha \cdot q_s$ (kPa) prévu (2)	$q_s$ (kPa) utilisé
0 - 3	20	165	70*
3 - 4	132	337,5	180*
4 - 5,5	195	532,5	220*
5,5 - 7,5	300	810	860
7,5 - 9	300	810	440
9 - 10,2	300	810	770

(1) par FASCICULE 62, Titre V  
(2) par BUSTAMANTE et DOIX  
* valeurs mesurées limites

Tableau II.11 : Frottement unitaire limite mesuré le long du micropieu P.28

On compare, sur la figure II.12, les résultats du calcul prenant en compte les frottements mesurés aux mesures du déplacement en tête du micropieu P.28.

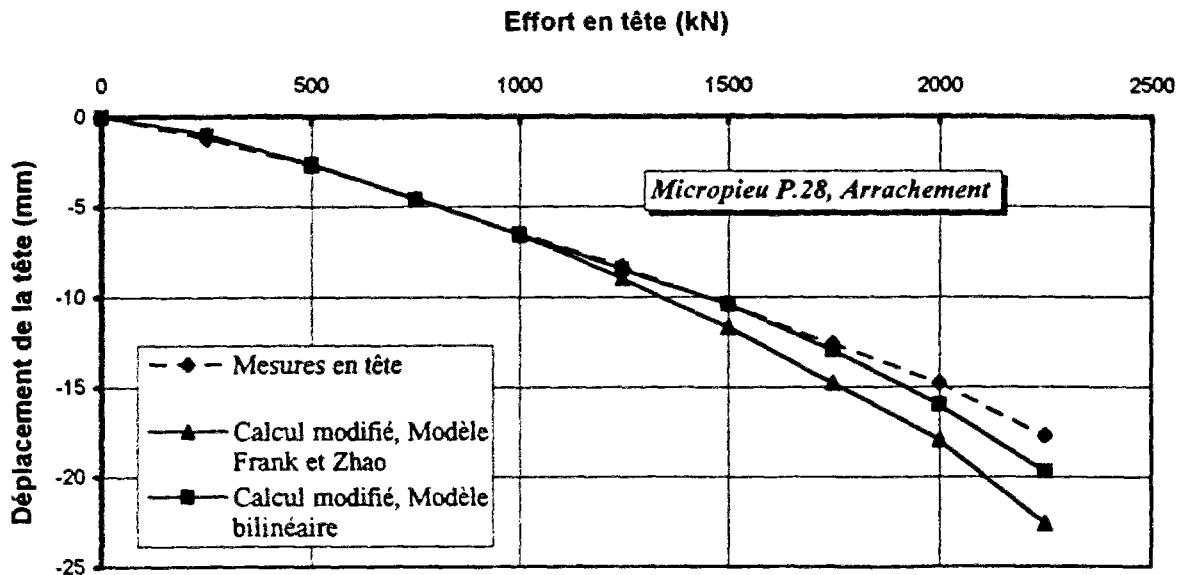


Fig. II.12 : Comparaison des résultats du calcul modifié avec les mesures en tête du micropieu P.28

On constate un très bon accord entre les déplacements en tête calculés avec ceux mesurés, surtout dans le cas du modèle "bilinéaire".

## 5. Essai de compression du micropieu C.2

Le micropieu C.2 est implanté à proximité de l'emprise de la culée C.2, des sondages pressiométriques PR 656 A et B et du sondage pénétrométrique CPT 656. Les sols comportent cette fois trois horizons, le premier constitué de limons compressibles, le deuxième de sables et argiles moyennement denses et le troisième d'argiles et calcaires extrêmement raides (BUSTAMANTE, 1994).

La longueur du micropieu dans le sol était 13,8 m. Ce micropieu a été injecté entre le 23 et le 25 février 1994.

### 5.1. Instrumentation et chargement

Le micropieu C.2 a été instrumenté avec un train d'extensomètre amovible, comportant 9 tronçons de mesure, répartis comme indiqué sur la figure II.13.

Les essais de chargement ont été réalisés entre le 19 et le 26 avril 1994, après un délai de repos de 53 jours.

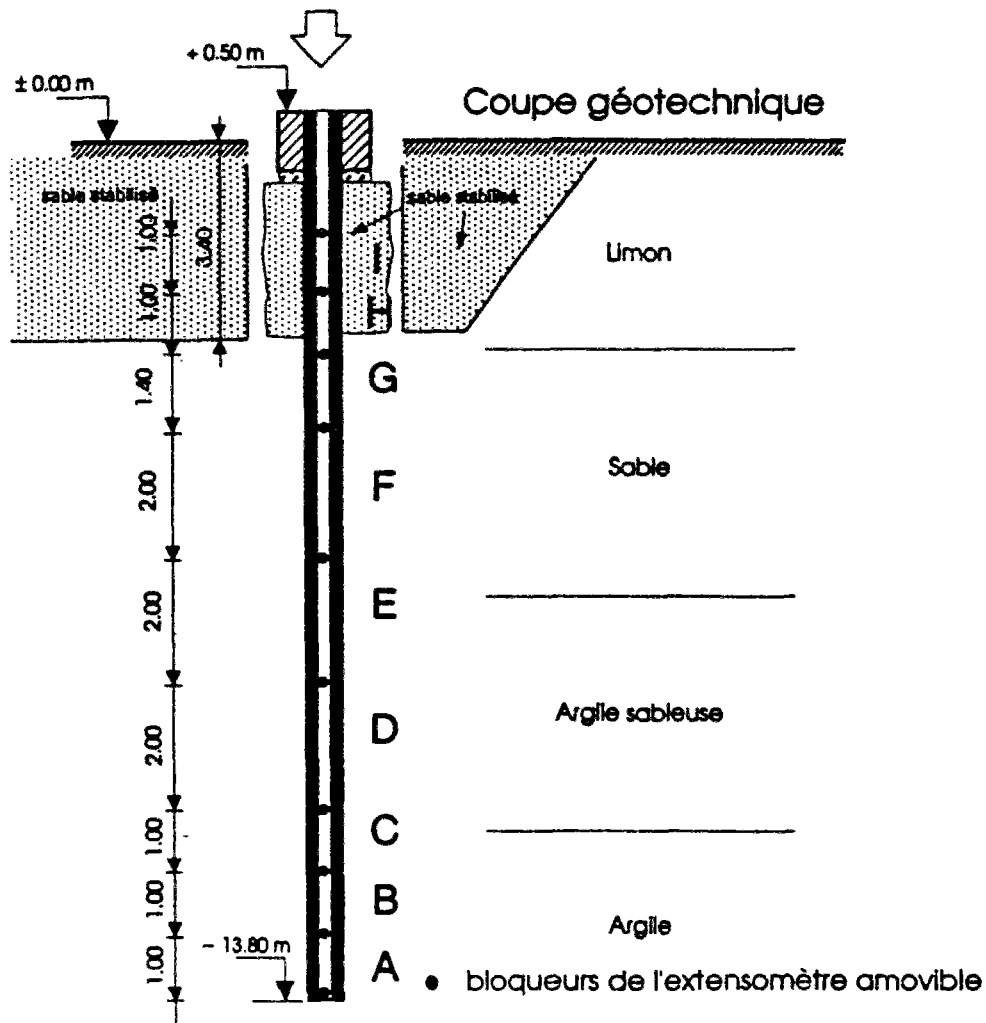


Fig. II.13 : Disposition des bloqueurs de l'extensomètre pour le micropieu d'essai C.2 (BUSTAMANTE, 1994)

Le premier essai a révélé que le micropieu était solidarisé à une couche de surface de sable stabilisé au ciment. Le scellement à cette couche empêche de transmettre des efforts appliqués en tête vers les parties inférieures.

Le programme de chargement du *premier essai* a consisté à appliquer 12 paliers de 250 kN, maintenus uniquement 15 minutes pour tous les paliers. Cette limitation est due au fait que le fluage n'a pas été observé tout au long de l'essai. Cet essai a finalement été poursuivi jusqu'à 3000 kN, la charge maximale du vérin.

L'examen des mesures montre qu'aucune charge limite  $Q_L$  ou charge de fluage  $Q_c$  n'a pas pu être atteinte (Fig. II.15). La charge de fluage  $Q_c$  correspond, en principe, au début d'une phase de variation rapide de la pente de la courbe charge-déplacement de la tête du pieu.

La figure II.14 donne la distribution des déformations unitaires  $\Delta/l$  le long de ce micropieu, pour ce premier essai (19 avril 1994). Elle montre que la presque totalité de l'effort appliqué en tête est reprise sur les quatre premiers mètres, lesquels correspondent à la couche de sable stabilisé au ciment.



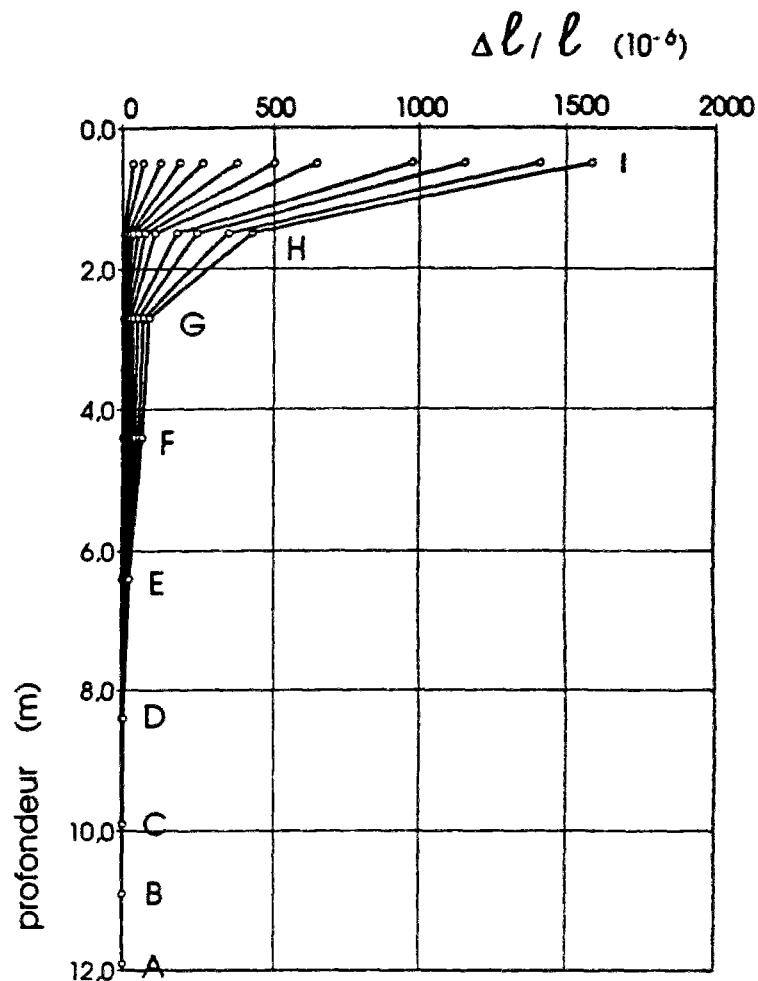


Fig. II.14 : Distribution des déformation unitaires ( $\Delta l/l$ ) du micropieu C.2, essai du 19 avril 1994 (BUSTAMANTE, 1994)

Suite aux constatations effectuées lors du premier essai, le micropieu a été désolidarisé de la couche de sable stabilisée au ciment sur 3,4 m environ (revoir figure II.13).

Le programme de chargement du *deuxième essai* a consisté à appliquer un total de 10 paliers de 250 kN, maintenus uniquement 30 minutes. L'essai de compression a été limité à 2500 kN, en raison de la résistance supposée des manchons de raccordement.

La figure II.15, pour ces deux essais de chargement, compare les déplacements mesurés en tête. L'enfoncement de la tête du micropieu, pour le *deuxième essai* et la charge maximale, a atteint 6,43 mm, valeur très faible mais nettement plus importante que lors du *premier essai* à charge égale.

## 5.2. Calculs de prévision

On a, pour le micropieu C.2 et jusqu'à la profondeur de refus 10,7 m, les résultats d'un essai pénétrométrique (CPT 656). Les résultats d'essais pressiométriques sont, par contre, uniquement disponibles au-delà de 10 m de profondeur (PR 656 A et B).

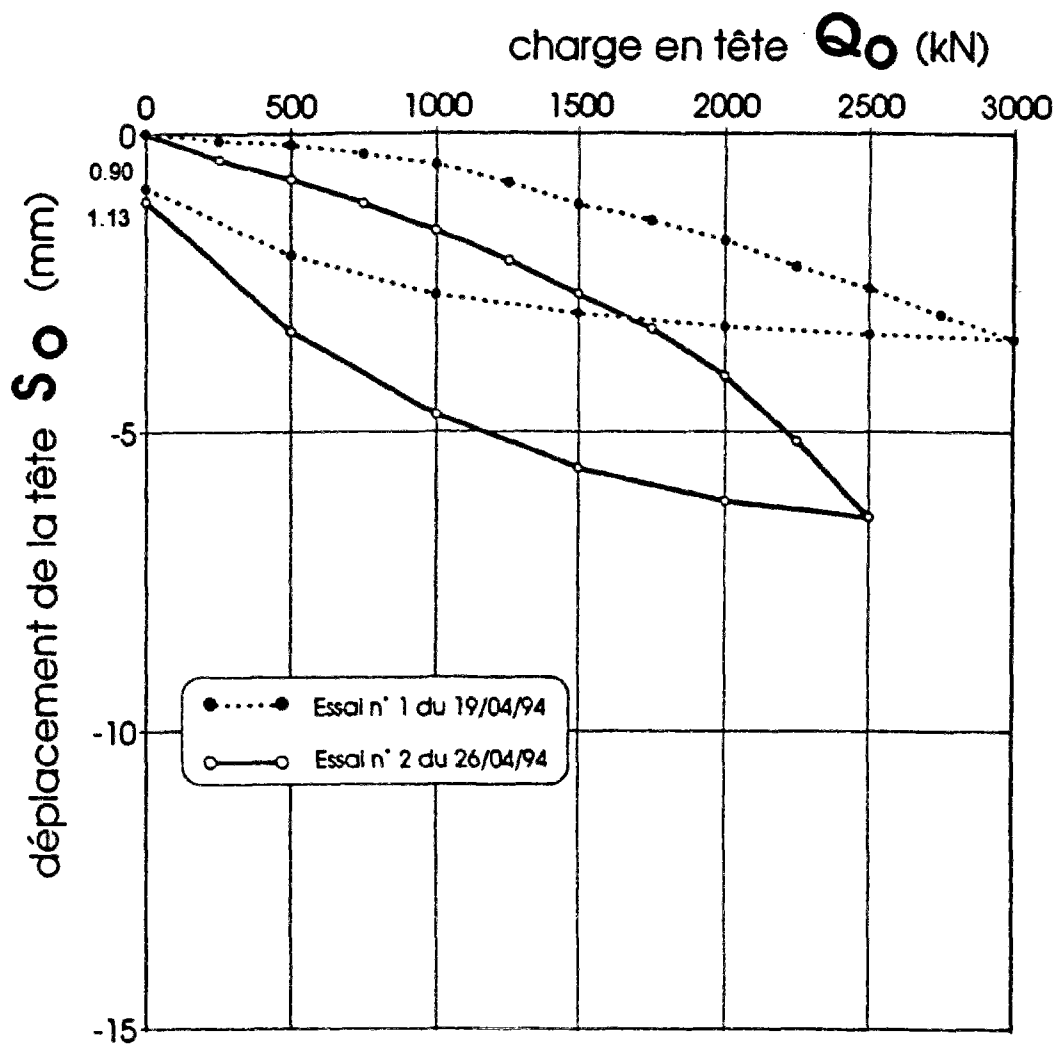


Fig. II.15 : Comparaison des déplacements mesurés en tête du micropieu C.2, pour les essais du 19 et 26 avril 1994 (BUSTAMANTE, 1994)

Les valeurs de la résistance de cône  $q_c$  mesurées, jusqu'à la profondeur 10 m, ainsi que les valeurs estimées du frottement latéral unitaire limite  $q_s$  et celles du module pressiométrique  $E_M$ , en utilisant les règles du FASCICULE 62, sont données au tableau II.12. Dans le même tableau et à partir de 10 m de profondeur, on donne les valeurs du module pressiométrique mesurées et celles de  $q_s$  estimées, en utilisant les mêmes règles.

Dans le tableau précédent et pour les différents niveaux, les valeurs du coefficient majorateur  $\alpha$  ainsi que celles de  $q_s$  estimées par les règles de BUSTAMANTE et DOIX sont indiquées.

Dans ce tableau, les valeurs pour la pointe, estimées par ces deux ensembles de règles, sont également données.

Par ailleurs, la valeur calculée du rayon d'influence équivalent  $r_{m,eq}$  est égale à 8.9 m.

Il est à noter que, malgré les recommandations du FASCICULE 62, titre V (Annexe C.6., 1993) préconisant de négliger la résistance en pointe des micropieux, on l'a cependant prise en compte, afin que les résultats des calculs prévisionnels par les règles du FASCICULE 62, Titre V et par les règles de BUSTAMANTE et DOIX soient comparables, car ces dernières en tiennent compte.

Profondeur (m)	Sol	Résistance de cône $q_c$ (MPa)	Règles du FASCICULE 62, Titre V (1993)						BUSTAMANTE et DOIX (1985)	
			Classe de sol ¹	$p_t$ (MPa) ¹	$E_M/P_t$	$E_M$ (MPa)	$q_s$ (kPa) ²	$\alpha$	$q_s$ (kPa)	
0 - 2	Limon compressible	< 1	Argile et limon mou (A)	0,5	6	3,0	20	1,5	120	
2 - 3		2		0,5						
3 - 5,5	Sable moyennement dense	11	Sable moyennement compact (B)	1,5	9	13,5	143	1,5	200	
5,5 - 7,5		10		1,5						
7,5 - 10	Argile sableuse	30	Argile très ferme (C)	4,0	16	64	228	1,8	450	
Profondeur (m)	Sol	$E_M$ (MPa)	$P_t$ (MPa)	Classe de sol ¹		Courbe ²	$q_s$ (kPa) ²	$\alpha$	$q_s$ (kPa)	
10 - 12	Argile sableuse	78	3,4	Argile très ferme (C)		Q5	210	1,8	400	
12 - 13,8	Argile calcaireuse raide	71	4,5	Marno-calcaire compact (B)		Q6	280	1,8	425	
		<b>Pointe</b>		$q_t = 8,1$ MPa				1,8	$q_t = 8,1$ MPa	

(1) voir tableau B.2 (Annexe B)  
(2) voir tableau B.1 et figure B.1 (Annexe B)

Tableau II.12 : Estimation des caractéristiques mécaniques du sol pour le micropieau d'essai C.2 en utilisant les règles du FASCICULE 62, Titre V (1993) et celles de BUSTAMANTE et DOIX (1985)

Les charges limites  $Q_L$  calculées pour le micropieu C.2 sont données dans le tableau II.13. Le rapport de la charge limite calculée par les règles de BUSTAMANTE et DOIX ( $Q_{L,B}$ ) à celle déterminée par les règles du FASCICULE 62, Titre V ( $Q_{L,F}$ ) est 3,09.

Règles	Charge limite partielle (kN)		Charge limite (kN)	$Q_{L,B}/Q_{L,F}$
	Fût	Pointe		
FASCICULE 62 (1993)	1242,7	206,1	$Q_{L,F} = 1448,8$	3,09
BUSTAMANTE et DOIX (1985)	3806,9	667,9	$Q_{L,B} = 4474,8$	

Tableau II.13 : Charge limite du micropieu C.2

Les résultats des calculs de prévision, pour le déplacement en tête du micropieu C.2, sont comparés sur la figure II.16, aux déplacements mesurés. Les mesures correspondent au deuxième essai (celui du 26 avril 1994) après avoir désolidarisé le micropieu de la couche de sable stabilisée au ciment.

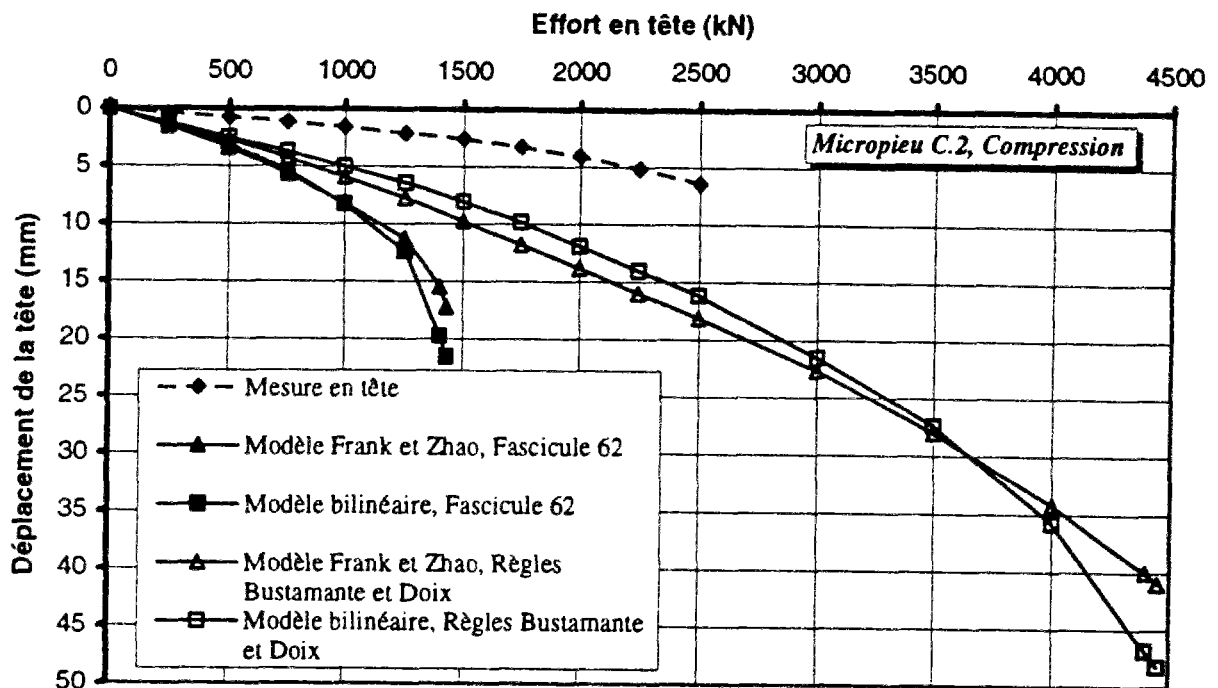


Fig. II.16 : Comparaison du déplacement prévu avec les mesures en tête du micropieu C.2

On ne constate pas un bon accord entre les résultats calculés et les mesures tant en ce qui concerne la raideur, dans tous les cas, et la charge limite, dans le cas de l'utilisation des règles du FASCICULE 62, Titre V. L'explication réside notamment dans le fait qu'il ne semble pas que l'on ait pu supprimer le rôle de la couche du sable stabilisé.

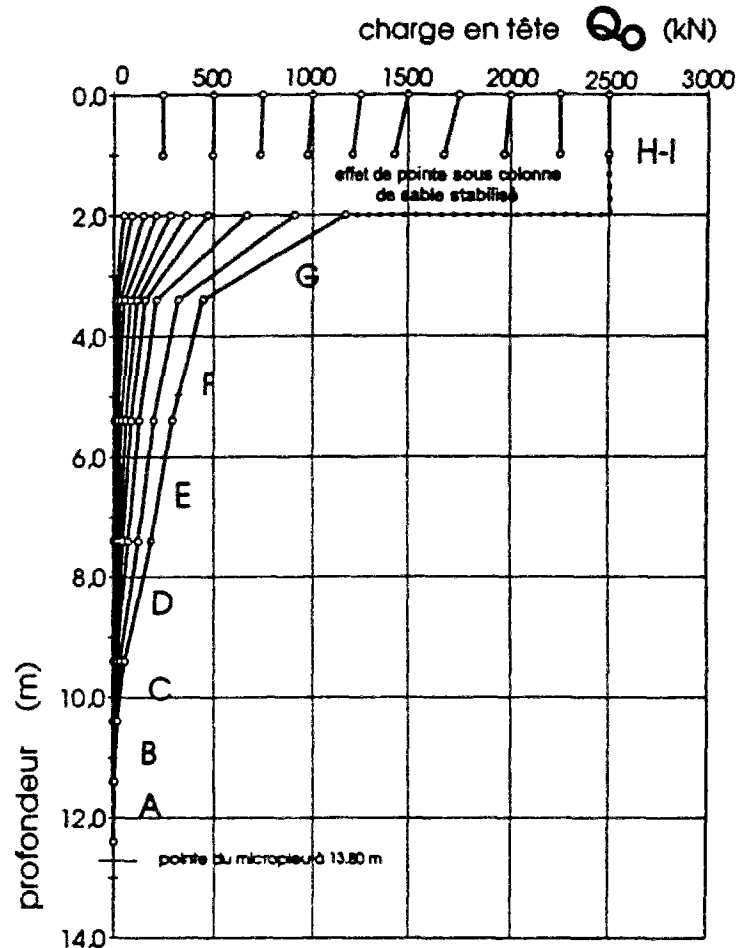


Fig. II.17 : Distribution des charges le long du micropieu C.2 lors du deuxième essai au 26 avril 1994 (BUSTAMANTE, 1994)

On constate, en effet, sur la figure II.17 donnant la distribution des charges le long du micropieu C.2 lors du deuxième essai, que :

1. la majorité de l'effort a été reprise en partie haute du micropieu, la pointe n'étant absolument pas sollicitée, même sous l'effort maximal ;
2. un important effet "d'épaulement" sous la couche de sable stabilisé qui s'explique par le fait qu'il reste solidarisé à la tête du micropieu (BUSTAMANTE, 1994).

Dans ce qui suit, les calculs interprétatifs sont menés pour la partie du micropieu située au-dessous de cette couche, afin de supprimer cet effet d'épaulement.

### 5.3. Calculs interprétatifs

Pour supprimer le rôle de la couche stabilisée qui n'est pas du sol naturel et qui a des caractéristiques artificielles, on utilise donc les déplacements et les efforts mesurés à 2 m de profondeur. La valeur de  $r_{m,eq}$ , cette fois, vaut 8,76 m.

On compare à 2 m de profondeur, sur la figure II.18, les déplacements calculés (en utilisant toujours les données du tableau II.12) aux déplacements mesurés.

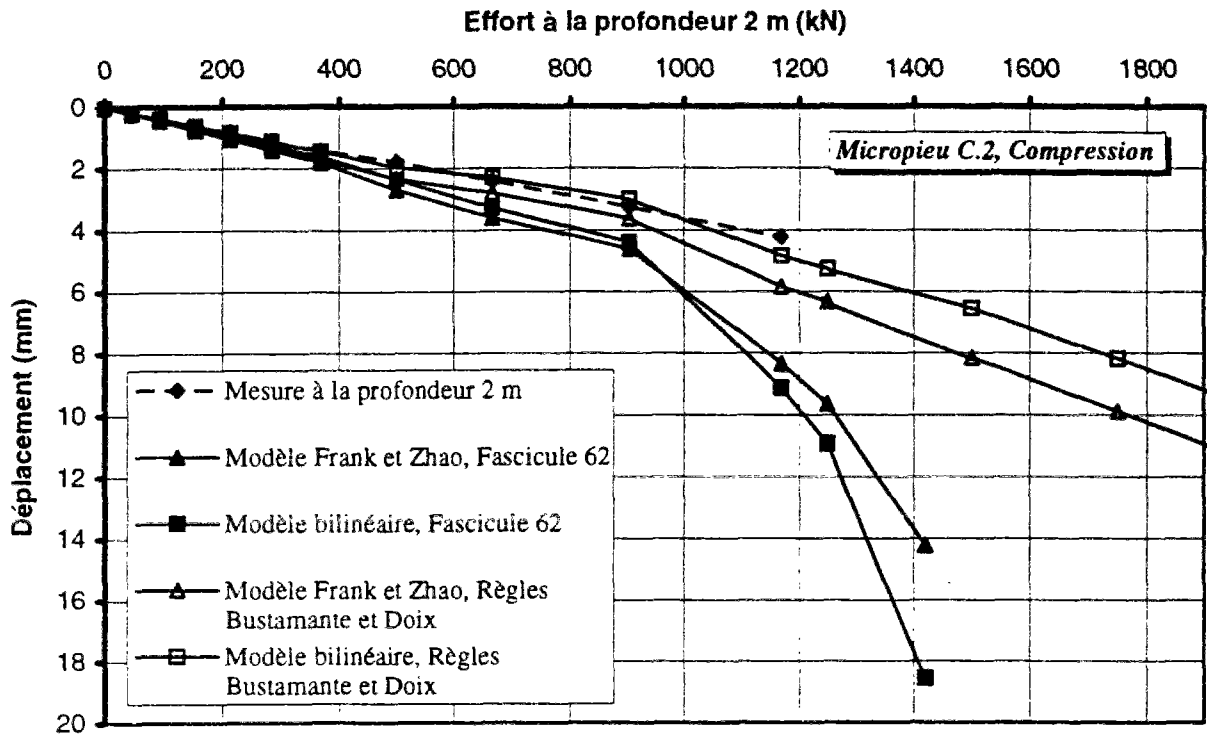


Fig. II.18 : Comparaison des déplacements calculés aux déplacements mesurés du micropieu C.2 à la profondeur 2 m

L'accord entre les résultats de calcul et les mesures, à cette profondeur, est nettement amélioré. A cette profondeur, on n'a atteint, ni la charge limite calculée par les règles du FASCICULE 62, titre V, ni celle calculée par les règles de BUSTAMANTE et DOIX. Les deux modèles donnent des résultats proches de ceux mesurés avec l'utilisation des règles BUSTAMANTE et DOIX. L'écart entre les résultats des deux modèles et les mesures, pour le dernier palier de chargement et en utilisant les règles du FASCICULE 62, est important.

Par ailleurs, on constate que les déplacements calculés par le modèle bilinéaire, comme dans le cas du micropieu P.28 (§ 4.2), sont moins élevés que ceux calculés par le modèle FRANK et ZHAO.

On utilise donc, dans un deuxième temps, les valeurs mesurées du frottement limite ou maximal mobilisé le long du micropieu C.2. Ces valeurs sont comparées, dans le tableau II.14, à celles prévues. Puisque dans les parties inférieures de ce micropieu le frottement latéral n'est mobilisé que très partiellement, et que sa valeur maximale mobilisée est inférieure aux valeurs prévues, on garde les valeurs de  $q_s$  du calcul prévisionnel.

Profondeur (m)	$q_s$ (kPa) prévu ⁽¹⁾	$\alpha \cdot q_s$ (kPa) prévu ⁽²⁾	$q_s$ (kPa) utilisé
2 - 3	20	180	550
3 - 5	143	300	330
5 - 7,5	143	300	140*
7,5 - 10	228	810	130
10 - 12	210	720	210**
12 - 13,8	280	765	280**

(1) par FASCICULE 62, Titre V  
(2) par BUSTAMANTE et DOIX  
* valeurs mesurées limites  
** inchangé car mobilisation très partielle

Tableau II.14 : Frottement unitaire limite mesuré le long du micropieu C.2

On constate aussi, selon le tableau II.14, que sur les cinq premiers mètres, les valeurs mesurées du frottement maximal mobilisé ont dépassé les valeurs de  $q_s$  calculées par les règles du FASCICULE 62 et celles de BUSTAMANTE et DOIX. Il est à noter que de 5 m à 7,5 m de profondeur le FASCICULE 62 a mieux estimé la valeur de  $q_s$ .

On compare, sur la figure II.19, les résultats de ce calcul modifié (*Calcul I*) aux mesures à 2 m de profondeur du micropieu C.2. Les déplacements calculés par l'utilisation du "modèle bilinéaire" sont très proches de ceux mesurés.

L'écart observé entre les résultats obtenus par le modèle FRANK et ZHAO et les mesures peut s'expliquer par le fait que la première couche de sol, dans le calcul précédent, a un module pressiométrique (3 MPa) incohérent avec la valeur du frottement latéral unitaire limite (550 kPa). Afin de rectifier cette incohérence, on fait un autre calcul modifié (*calcul II*) en augmentant la valeur du module pressiométrique du sol jusqu'à 25 MPa entre 2 et 3 m de profondeur. Par ailleurs, pour ce calcul, le rayon d'influence équivalent  $r_{m,eq}$  vaut 9.33 m.

Les résultats de ce calcul (*calcul II*) sont également montrés sur la figure II.19. On constate un très bon accord entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées.

Avec cette modification du module pressiométrique, le modèle FRANK et ZHAO sous-estime puis surestime le déplacement, tandis que le modèle bilinéaire le sous-estime tout le long du chargement.

## 6. Essai de compression du micropieu P.32

Le micropieu P.32 a été implanté à proximité de l'emprise de la pile P.32, des sondages pressiométriques PR 648 A et B, et du sondage pénétrométrique CPT 648. Les sols sont représentés par des alternances de limons, des sables et argiles moyennement denses à très denses, reposant sur un banc de calcaire dolomitisé extrêmement raide.

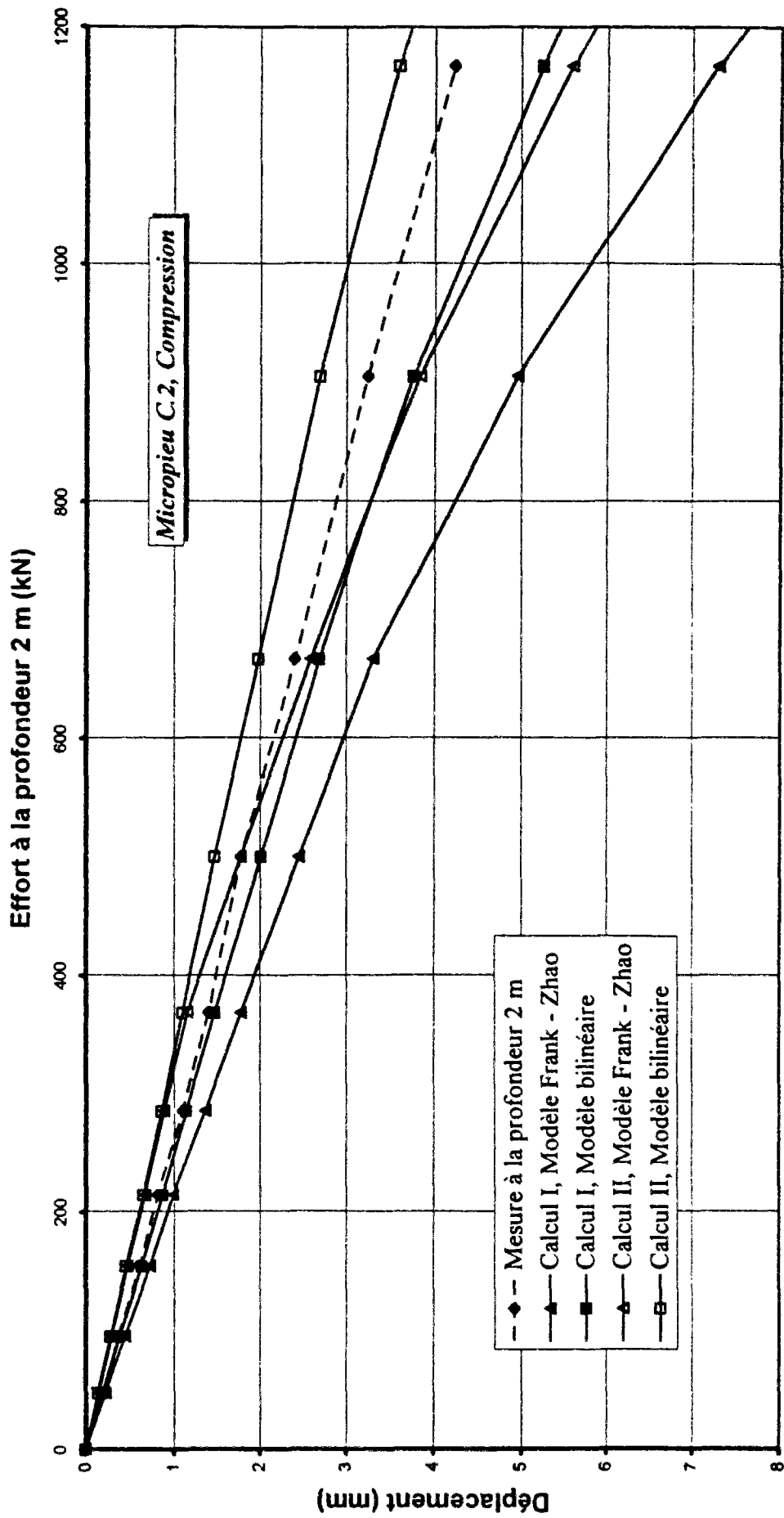


Fig. II.19 : Comparaison des résultats du calcul modifié avec les mesures en tête du micropieu C.2 à la profondeur 2 m



La longueur du micropieu P.32 dans le sol était 17,8 m. L'injection de ce micropieu a eu lieu entre le 19 et le 22 février 1994.

### 6.1. Instrumentation et chargement

Le micropieu P.32 a été instrumenté avec un train d'extensomètres amovibles, comportant 9 tronçons de mesure répartis comme indiqué sur la figure II.20.

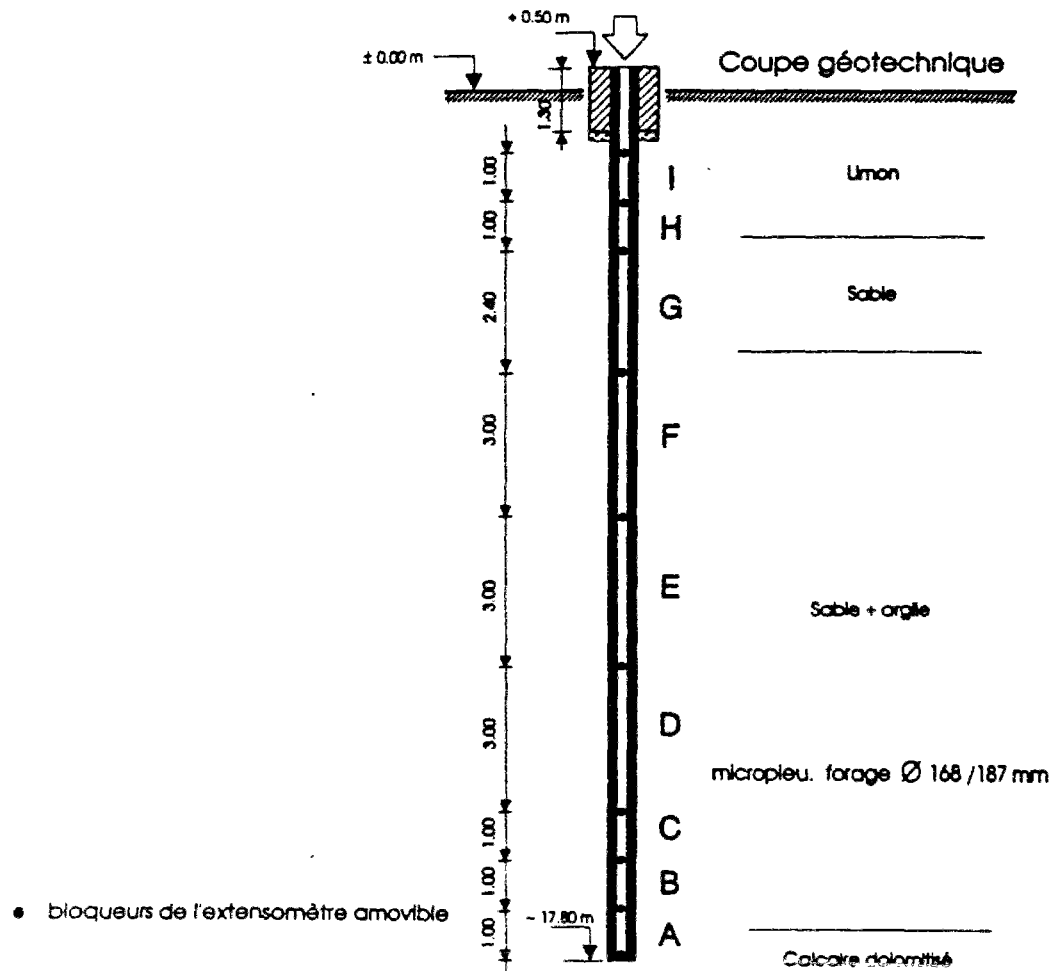


Fig. II.20 : Disposition des bloqueurs de l'extensomètre pour le micropieu P.32 (BUSTAMANTE, 1994)

L'essai de compression a été réalisé le 21 avril 1994, après un délai de repos de 57 jours.

Le programme de chargement consistait à appliquer un total de 10 paliers de 250 kN, maintenus 30 minutes pour les 4 premiers paliers, 60 minutes pour les 5 suivants et 15 minutes seulement pour le dernier. Selon BUSTAMANTE (1994), cette limitation de la durée des paliers est due à l'insignifiance des fluages observés en début d'essai puis par le risque que représentait la tenue de raccordement de l'un des micropieux de réaction. Il faut signaler à ce propos que lors de l'application d'un dernier palier de 2750 kN, le massif de réaction a lâché brutalement, obligeant à interrompre l'essai.

## 6.2. Calculs de prévision

Pour le micropieu P.32, on dispose des résultats de l'essai pénétrométrique jusqu'à la profondeur de refus, située à 18 m. Les résultats d'essais pressiométriques sont uniquement disponibles au-delà de 10 m de profondeur.

Les valeurs estimées du frottement latéral unitaire limite  $q_s$  et celle du module pressiométrique  $E_M$ , à partir des valeurs de la résistance de cône  $q_c$  mesurée jusqu'à la profondeur 10 m et en utilisant les règles du FASCICULE 62, Titre V, sont données dans le tableau II.15. Dans le même tableau, et à partir de 10 m de profondeur, on donne les valeurs du module pressiométrique mesurées et celles de  $q_s$  estimées, en utilisant les mêmes règles.

Dans le tableau précédent et pour les différents niveaux, les valeurs du coefficient majorateur  $\alpha$  ainsi que celles de  $q_s$  estimées par les règles de BUSTAMANTE et DOIX sont indiquées.

Dans ce tableau, les valeurs pour la pointe, estimées par ces deux ensembles de règles, sont également données.

Pour ce micropieu le rayon d'influence équivalent  $r_{m,eq}$  est égal à 11,3 m.

Les charges limites  $Q_L$  calculées pour le micropieu P.32 sont données dans le tableau II.16. Le rapport de la charge limite calculée par les règles de BUSTAMANTE et DOIX ( $Q_{L,B}$ ) à celle déterminée par les règles du FASCICULE 62, Titre V ( $Q_{L,F}$ ) est 3,17.

Règles	Charge limite partielle (kN)		Charge limite (kN)	$Q_{L,B}/Q_{L,F}$
	Fût	Pointe		
FASCICULE 62 (1993)	1867,8	119,1	$Q_{L,F} = 1986,9$	3,17
BUSTAMANTE et DOIX (1985)	6036,9	268,0	$Q_{L,B} = 6304,9$	

Tableau II.16 : Charge limite du micropieu P.32

Pour le calcul de prévision, et comme pour les micropieux précédents, on utilise les deux modèles décrits plus haut (voir § 3).

Les résultats des calculs prévisionnels, pour le déplacement en tête du micropieu P.32, sont comparés sur la figure II.21, aux déplacements mesurés en ce point.

Profondeur (m)	Sol	Résistance de cône $q_c$ (MPa)	Règles du FASCICULE 62, Titre V (1993)						BUSTAMANTE et DOIX (1985)	
			Classe de sol ¹	$p_f$ (MPa) ¹	$E_M/P_f$	$E_M$ (MPa)	$q_s$ (kPa) ²	$\alpha$	$q_s$ (kPa)	
0 - 3	Limon compressible	< 1	Argile et limon mou (A)	0,5	6	3,0	20	1,5	120	
3 - 5,5	Sable	11	Sable moyennement compact (B)	1,5	9	13,5	143	1,5	200	
5,5 - 10	Argile sableuse et Sable	18	Argile très ferme (C)	3,0	16	48	195	1,8	355	
Profondeur (m)	Sol	$E_M$ (MPa)	$p_f$ (MPa)	Classe de sol ¹	Courbe ²	$q_s$ (kPa) ²	$\alpha$	$q_s$ (kPa)		
10 - 12	Argile et sable	40	3,5	Argile très ferme (C)	Q5	210	1,8	400		
12 - 14		130	6,67		Q6	300	1,8	720		
14 - 16	Sable argileux	70	3,8	Sable compact (C)	Q6	260	1,5	430		
16 - 17,8		120	3,9		Q6	260	1,5	440		
Pointe							$q_f = 4,68$ MPa		1,5	$q_f = 4,68$ MPa

(1) voir tableau B.2 (Annexe B)

(2) voir tableau B.1 et figure B.1 (Annexe B)

Tableau II.15 : Estimation des caractéristiques mécaniques du sol pour le micropieau d'essai P32 en utilisant les règles du FASCICULE 62, Titre V (1993) et celles de BUSTAMANTE et DOIX (1985)

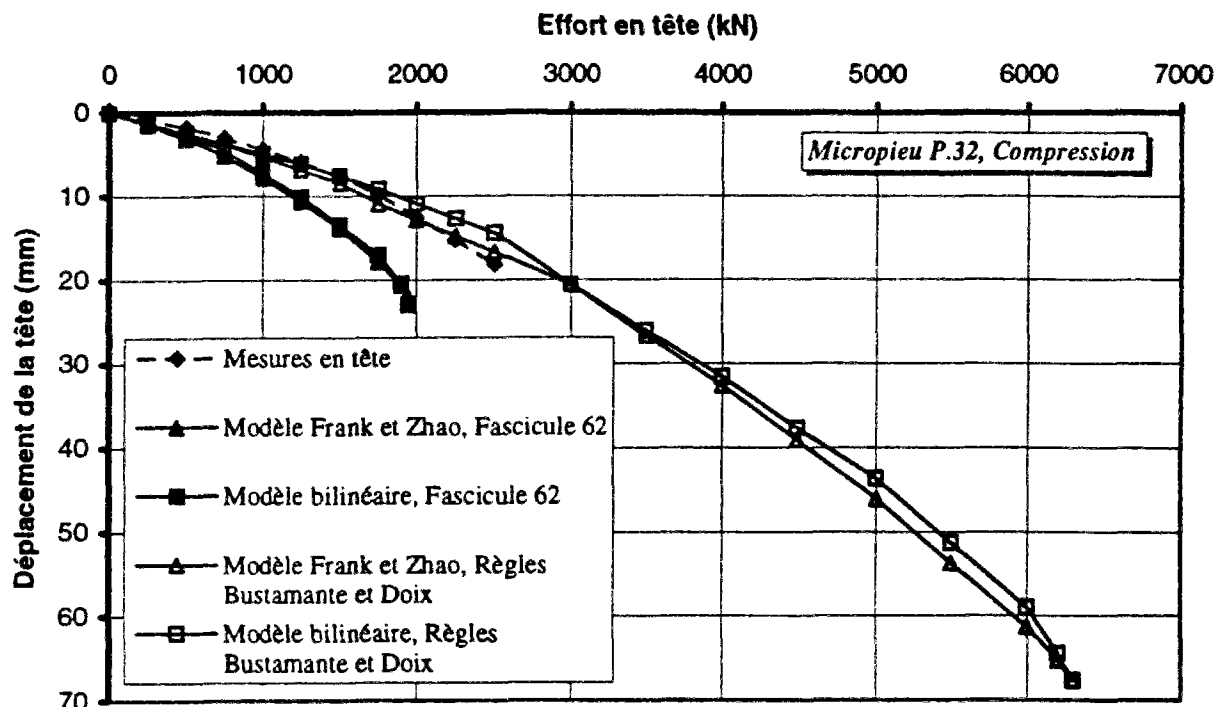


Fig. II.21 : Comparaison du déplacement prédit avec les mesures en tête du micropieu P.32

Le FASCICULE 62, Titre V sous-estime largement la charge limite. En ce qui concerne la charge limite calculée par les règles de BUSTAMANTE et DOIX, on ne peut la vérifier avec les résultats de cet essai.

Les deux modèles, quand il s'agit de l'utilisation des règles de BUSTAMANTE et DOIX, donnent des résultats très proches des mesures.

### 6.3. Calculs interprétatifs

Dans cette partie de l'analyse de l'essai du micropieu P.32, on utilise pour  $q_s$  les valeurs mesurées du frottement latéral limite ou maximal mobilisé. Les modules pressiométriques restent inchangés. A partir de la profondeur 12 m, les frottements latéraux sont très partiellement mobilisés et c'est pourquoi  $q_s$ , au-delà de cette profondeur, est pris inchangé. Ces valeurs mesurées de  $q_s$  sont données dans le tableau II.17.

Dans le même tableau, on peut comparer les valeurs du frottement mesurées à celles prévues. De 0 à 3 m, la valeur mesurée de  $q_s$  est exactement celle prévue par les règles de BUSTAMANTE et DOIX. Entre 10 m et 12 m de profondeur, la valeur mesurée de  $q_s$  est plus proche de celle prévue par les règles du FASCICULE 62, Titre V que celle prévue par les règles de BUSTAMANTE et DOIX. La valeur du frottement mobilisé entre 3 m et 5,5 m de profondeur dépasse les valeurs de  $q_s$  prévues par les deux règles.

Profondeur (m)	$q_s$ (kPa) prévu (1)	$\alpha \cdot q_s$ (kPa) prévu (2)	$q_s$ (kPa) utilisé
0 - 3	20	180	180*
3 - 5,5	143	300	430
5,5 - 10	195	639	340
10 - 12	210	720	330*
12 - 14	300	1296	300**
10 - 12	260	645	260**
12 - 13,8	260	660	260**

(1) par FASCICULE 62, Titre V  
(2) par BUSTAMANTE et DOIX  
* valeurs mesurées limites  
** inchangé car mobilisation très partielle

Tableau II.17 : Frottement unitaire limite mesuré le long du micropieu P.32

On compare, sur la figure II.22, les résultats de ce calcul modifié aux mesures du déplacement en tête du micropieu P.32.

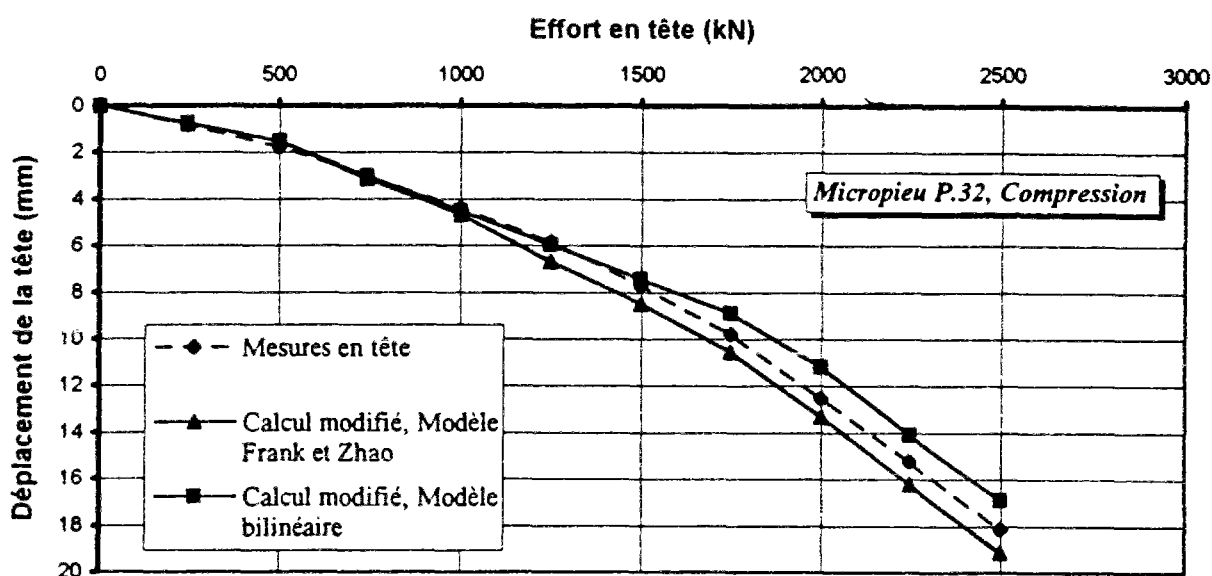


Fig. II.22 : Comparaison des résultats obtenus par le calcul modifié avec les mesures en tête du micropieu P.32

On constate sur cette figure une très bonne concordance entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées.

## 7. Conclusion

L'analyse des essais de chargement axial de trois micropieux injectés haute pression IRS (un essai d'arrachement et deux essais de compression) à Ath conduit aux conclusions suivantes :

- le modèle de mobilisation du frottement latéral de FRANK et ZHAO, à partir du module pressiométrique Ménard, et le *modèle bilinéaire* basé sur le mécanisme de cisaillement pur d'anneaux concentriques, à partir du module d'Young du sol, sont bien adaptés au calcul des déplacements axiaux de ces micropieux ;

- l'utilisation de ces modèles est cependant conditionnée par une bonne estimation des frottements limites unitaires  $q_u$ . A ce propos les règles pressiométriques du FASCICULE 62, Titre V, sous-estiment fortement les frottements limites de micropieux injectés sous haute pression ;

- les règles de BUSTAMANTE et DOIX sont nettement plus réalistes, en moyenne sur chaque micropieu. Elles surestiment parfois les frottements limites et, pour certaines profondeurs, les données disponibles pour les essais d'Ath ne nous permettent pas de conclure.



## **Chapitre III**

### **Etude du comportement des micropieux isolés sous charge latérale**





## **Partie A**

### **Etude bibliographique sur l'analyse des pieux sous charge latérale**

#### **1. Introduction**

La reprise d'efforts latéraux par micropieux n'est pas, à l'heure actuelle, très répandue. Une des raisons est leur faible inertie transversale et le risque de plastification dès les petites charges (voir notamment FASCICULE 62, Titre V, 1994, Annexe C.6).

Dans ce chapitre, tout d'abord, on évoque brièvement les principes des différentes catégories de calcul des pieux chargés latéralement, proposées par POULOS (1992a). Elles sont au nombre de trois : la catégorie des méthodes empiriques, la catégorie des méthodes basées sur les théories simplifiées linéaires ou non-linéaires et, enfin, la catégorie des analyses spécifiques au site, ou plus avancées, avec prise en compte de la non-linéarité du comportement du sol.

On détaille plus particulièrement la méthode dite "p-y" pour l'analyse non-linéaire des pieux chargés latéralement. Les principes de cette méthode seront utilisés dans la Partie B.



## 2. Méthodes d'analyse des pieux chargés latéralement

Afin d'analyser les pieux sollicités latéralement, on peut distinguer les méthodes relativement simples basées sur l'empirisme, l'expérimentation ou sur des théories simplifiées et les méthodes plus compliquées ou plus lourdes basées sur des théories ou des modèles de comportement plus sophistiqués. POULOS (1992a) suggère de diviser les procédures d'analyse des fondations profondes chargées latéralement en trois catégories (Tableau III.1). Il a également présenté la même classification pour les pieux sous charges axiales (POULOS, 1989).

Catégorie	Sous division	Caractéristiques	Méthode de la détermination des paramètres
1	-	empiriques	essais in-situ ou de lab. avec corrélations
2	2A	basées sur des théories simplifiées ou des abaques (linéaire-élastique)	essais in-situ courants avec quelques corrélations
	2B	comme 2A mais la théorie est non-linéaire	
3	3A	basées sur la théorie qui utilise une analyse spécifique au site (linéaire-élastique)	essais soignés in-situ ou de laboratoire. qui suivent des chemins de contrainte appropriés
	3B	comme 3A mais avec non-linéarité relativement simple	
	3C	comme 3A mais avec non-linéarité provenant de modèles de comportement du sol	

Tableau III.1 : Méthodes d'analyse des pieux chargés latéralement (proposées par POULOS, 1992a et pour pieux chargés axialement, 1989)

### 2.1. Méthodes empiriques (1)

Les procédures de cette catégorie sont empiriques. Ce genre de calcul des fondations est très utilisé. Un exemple d'utilisation de ces procédures, dans le cas des pieux chargés latéralement, est donné par MCNULTY (1956) sur la base de résultats expérimentaux d'essais en vraie grandeur.

### 2.2. Théories simplifiées (2)

Les procédures de cette catégorie ont une base théorique simplifiée. Ainsi, les abaques et les équations de dimensionnement qui sont basées sur des analyses théoriques font partie de cette catégorie qui se subdivise en deux.

### 2.2.1. Théorie linéaire (2A)

Les analyses basées sur la théorie du module de réaction, ou théorie de WINKLER, font partie de cette sous-catégorie. Dans ce modèle la réaction du sol à tous les niveaux est liée linéairement au déplacement correspondant par le module de réaction du sol. Le désavantage le plus important de cette méthode est l'absence de continuité du sol. Le sol réel est un continuum et, jusqu'à une certaine distance, les forces en un point du sol produisent des déplacements des points voisins. Cependant, ce modèle peut prendre en compte la variation de rigidité du sol (études de la variation linéaire du module de réaction le long du pieu par : HETENYI, 1946 ; REESE et MATLOCK, 1956 ; MATLOCK et REESE, 1961 et études de la variation non-linéaire de ce module le long du pieu par : PALMER et THOMPSON, 1948 ; MATLOCK et REESE, 1960 et DAVISSON et PRAKASH, 1963).

Il est à noter que les valeurs du déplacement, de la rotation, de l'effort tranchant et du moment fléchissant à différents niveaux, basées sur les solutions de HETENYI (1946), sont données par POULOS et DAVIS (1990) sous forme de tableaux.

L'autre grande partie de cette subdivision comporte les méthodes qui assimilent le sol à un continuum élastique (DOUGLAS et DAVIS, 1964 ; LENCI, MAURICE et MADIGINER, 1968 ; MATTEWSON, 1969 ; BANERJEE et DAVIES, 1978 et POULOS, 1971a et 1972b). DOUGLAS et DAVIS (1964) ont donné la solution pour le déplacement et la rotation d'une plaque mince, rigide et verticale, dans un continuum élastique, soumise à une charge latérale et un moment fléchissant, tandis que la solution donnée par POULOS (1971a) est pour une bande flexible qui représente le pieu. Ce modèle basé sur la continuité du sol est utile pour les calculs d'interaction entre pieux à faible distance. DUNCAN et al. (1994) précisent que l'estimation de la valeur du module d'élasticité du sol, pour appliquer ce modèle, n'est pas une opération facile, vu que ce module varie d'une valeur relativement faible au voisinage du pieu à une valeur relativement élevée loin du pieu.

POULOS et DAVIS (1990) donnent les solutions obtenues par cette méthode sous forme d'abaques. Ils comparent les résultats de ce modèle avec ceux obtenus par le modèle au module de réaction. Ils trouvent que le deuxième modèle surestime, généralement, le déplacement et la rotation. Cette conclusion est obtenue en égalisant les déplacements en tête d'un pieu rigide encastré, obtenus par les deux méthodes, afin de trouver la relation entre le module d'élasticité du sol et le module de réaction du sol. Les auteurs soulignent que si la relation varie en fonction de la flexibilité relative du pieu, la différence entre les résultats obtenus par ces deux méthodes décroît, ainsi que VESIC (1961) l'a proposé pour les semelles filantes.

Les pieux chargés latéralement peuvent être analysés en utilisant la méthode des éléments finis avec des développements en série de Fourier (WILSON, 1965). Cette méthode a été utilisée par CARAYANNACOU-TREZOS (1977) et RANDOLPH (1977). En principe, cette méthode est capable de donner des solutions plus rigoureuses que la méthode des équations intégrales (RANDOLPH, 1981).

Dans les méthodes de continuum élastique deux types idéaux de profils de sol sont, en général, utilisés :

- soit le sol homogène avec des paramètres de rigidité constants avec la profondeur,
- soit le sol non-homogène dont la rigidité augmente linéairement avec la profondeur (sol dit "Gibson soil" dans la littérature anglo-saxonne).

Dans les solutions linéaires, deux aspects apparaissent (POULOS, 1992a) :

1. les composantes du déplacement et de la rotation en tête du pieu dues à une charge horizontale et à un moment peuvent être superposées;
2. il y a une longueur critique  $L_c$ , pour un pieu chargé latéralement, à partir de laquelle toute augmentation de longueur n'a plus d'influence sur le déplacement en tête du pieu.

Le tableau III.2 compare les longueurs critiques  $L_c$  données par POULOS (1992a) et TOMLINSON (1987) dans le cas d'un sol homogène et dans le cas d'un sol de Gibson. Dans le même tableau sont données les valeurs de  $L_R$ , longueur en-dessous de laquelle le pieu est considéré comme rigide, proposées par ces deux auteurs.

Type du sol	Auteur	$L_c$	$L_R$
homogène	POULOS	4,44 R	1,48 R
	TOMLINSON	3,5 R	2 R
non-homogène ("Gibson soil")	POULOS	3,3 $t_0$	1,1 $t_0$
	TOMLINSON	4 $t_0$	2 $t_0$

$R = (E_p I_p / E_s)^{1/4}$  ,  $t_0 = (E_p I_p / N_h)^{1/5}$ ,  
 $E_p I_p$  = la rigidité du pieu,  
 $E_s$  = module d'Young du sol homogène,  
 $N_h$  = croissance du module d'Young du sol de Gibson ( $E_s = N_h \cdot z$ )

Tableau III.2. : Longueur critique pour les pieux chargés latéralement

Des expressions pour le déplacement et la rotation au niveau de la surface du sol pour des pieux libres ou encastés en tête sont données au Tableau III.3 ; les formes de ces expressions sont similaires à celles données par POULOS et DAVIS (1990). Le tableau III.4 donne la valeur des facteurs d'influence  $I_1$  à  $I_5$  utilisés dans le tableau III.3. HULL (1987) a calculé ces facteurs en utilisant la méthode des équations intégrales. Ils peuvent être approchés par l'expression  $I = A + B \log_{10} (L/d)$ , où  $d$  est le diamètre du pieu.

### 2.2.2. Théorie non-linéaire (2B)

Une série de solutions paramétriques, pour cette catégorie, a été développée par POULOS (1972b) et POULOS et DAVIS (1990) en tenant compte de l'effet de la rupture localisée du sol sur la réponse charge-déplacement du pieu. Pour simuler raisonnablement les sols réels, les auteurs ont pris en considération les profils de sol suivants :

- (1). Une argile raide "idéale" dont le module d'Young  $E_s$  et la résistance au cisaillement non-drainée  $c_u$  sont constants : la réaction latérale ultime  $p_y$  croît de  $2c_u$  à la surface du sol, à  $9c_u$  à  $3,5d$  de profondeur et est constante au-delà (BRINCH-HANSEN, 1948 a montré qu'elle est située entre  $8c_u$  et  $12c_u$  en profondeur).

Condition en tête du pieu	Déplacement en tête du pieu ( $u_r$ )	Rotation en tête du pieu ( $\theta_r$ )	Moment en tête du pieu
Libre	$\frac{H}{E_e L_e} I_1 + \frac{M}{E_e L_e^2} I_2$	$\frac{H}{E_e L_e^2} I_2 + \frac{M}{E_e L_e^3} I_3$	---
Encastré	$\frac{H}{E_e L_e} I_4$	0	$- H L_e I_5$

H = Force latérale en tête du pieu,  
 M = Moment en tête du pieu,  
 $E_e$  = Module d'Young du sol à la profondeur  $L_e$ ,  
 $L_e = L_c$  si  $L > L_c$  (Pieu souple chez POULOS)  
 $= L$  si  $L < L_R$  (Pieu rigide chez POULOS),  
 $I_1$  à  $I_5$  = Facteurs d'influence (Voir tableau III.4)

Tableau III.3 : Déplacement et rotation en tête du pieu (POULOS, 1992a)

cas	Facteur	Sol homogène		Sol non-homogène ("Gibson soil")	
		A	B	A	B
Pieu Souple ( $L > L_c$ )	$I_1$	1,646	3,395	13,10	11,09
	$I_2$	5,520	9,082	34,63	18,03
	$I_3$	64,98	37,95	156,1	37,14
	$I_4$	1,326	1,641	5,659	4,139
	$I_5$	0,09764	0,04245	0,2278	0,04402
Pieu Rigide ( $L < L_c$ )	$I_1$	0,976	2,196	3,181	9,701
	$I_2$	0,701	3,225	2,409	12,71
	$I_3$	1,086	6,292	1,844	18,65
	$I_4$	0,539	0,545	0,773	1,081
	$I_5$	0,547	-0,0140	0,764	-0,347

Pour chaque facteur :  $I_{n(n=1 \text{ à } 5)} = A + B \log_{10} (L_e/d)$   
 $v_s = 0,5$

Tableau III.4 : Valeurs des facteurs d'influence utilisés dans le tableau III.2 (Calculées par HULL, 1987)

(2). Une argile molle "idéale" dont le module d'Young  $E_s$  et la résistance au cisaillement non-drainée  $c_u$  augmentent linéairement avec la profondeur (à partir d'une valeur nulle à la surface du sol) : la réaction latérale ultime est limitée à  $9c_u$  à toute profondeur (BRINCH-HANSEN, 1948, a proposé une réaction latérale ultime égale à  $9c_u$  à partir de  $1,5d$ ).

POULOS (1992a) en utilisant une méthode simplifiée d'équations intégrales donne des coefficients correcteurs à appliquer aux solutions linéaires. Pour le cas d'un pieu encasté en tête, le déplacement et le moment en tête s'écrivent :

$$u = \frac{u_e}{F_u} \quad (III.1)$$

$$M_F = \frac{M_{Fe}}{F_M} \quad (III.2)$$

où :

$u_e$  = le déplacement calculé par l'analyse linéaire (voir tableau III.3).

$F_u$  = le coefficient correcteur pour le déplacement, dans le cas d'un pieu encasté en tête,

$M_{Fe}$  = le moment en tête calculé par l'analyse linéaire (voir tableau III.3),

$F_M$  = le coefficient correcteur pour le moment.

Les valeurs de  $F_u$  et  $F_M$ , pour les deux profils considérés et dans le cas des pieux souples encastés en tête, sont données dans les figures III.1 et III.2 (POULOS, 1992a). La longueur du pieu prise en compte dans les calculs est égale à  $2L_c$  et aucune limite n'est prise en compte pour le moment produit dans le pieu.

POULOS (1992a) souligne que l'effet de la non-linéarité devient plus important quand  $L_c/d$  décroît, c'est-à-dire lorsque les pieux sont relativement plus souples par rapport au sol. Pour l'argile raide, l'influence de la non-linéarité est moins sévère que dans le cas de l'argile molle.

L'effet de la non-linéarité peut être extrêmement significatif, ce qui montre le risque d'utiliser des résultats de calculs purement linéaires.

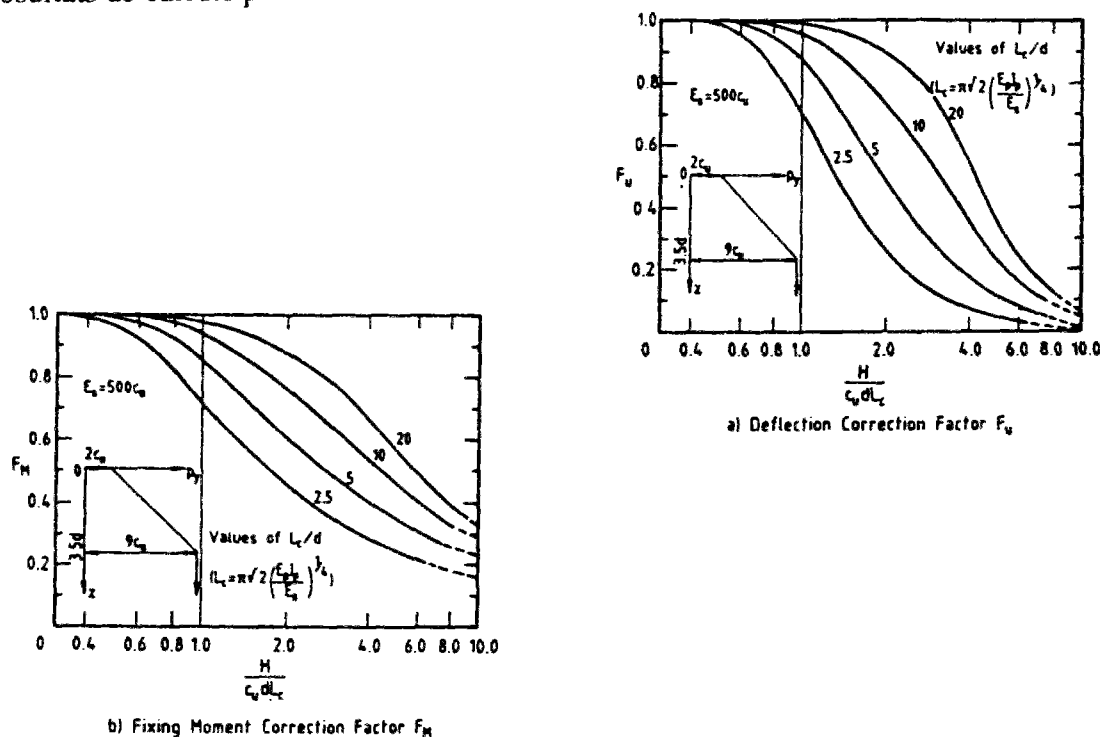


Fig. III.1 : Facteur correcteur de la non-linéarité pour un pieu souple encasté en tête dans une argile raide (POULOS, 1992a)



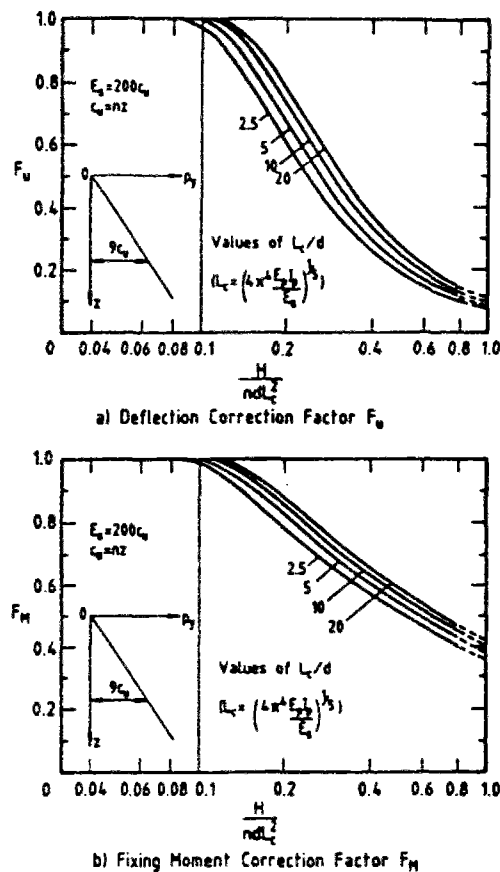


Fig. III.2 : Facteur correcteur de la non-linéarité pour un pieu souple encasté en tête dans une argile molle (POULOS, 1992a)

### 2.3. Analyses spécifiques (3)

Les procédures de cette catégorie utilisent généralement une analyse spécifique au site, basée sur des techniques analytiques ou numériques relativement avancées. Trois subdivisions de cette catégorie sont suggérées (POULOS, 1992a).

#### 2.3.1. Analyse linéaire (3A)

POULOS (1992a) précise que cette catégorie comprend les extensions apportées à la catégorie 2A pour tenir compte de différentes couches ou de l'anisotropie du sol. Les méthodes de cette catégorie incluent la méthode des équations intégrales, la méthode des éléments finis et enfin la méthode des couches finies développée par SMALL et BOOKER (1985).

Les différentes extensions à la catégorie 2A proposées sont : prise en compte d'un sol bi-couches (DAVISSON et GILL, 1963 ; REDDY et VALSANGKAR, 1968); système multicouches (REDDY et VALSANGKAR, 1968 ; DIGIOLA et al., 1975); pieu avec un diamètre variable (POULOS et ALDER, 1978) et pieu près d'une pente ou d'une excavation (POULOS, 1976).

Les solutions de ce genre de problèmes peuvent aussi être exprimées sous forme de coefficients correcteurs à apporter aux solutions purement linéaires des tableaux III.2 à III.4.

### 2.3.2. Analyse non-linéaire (3B)

POULOS (1992a) indique que cette subdivision comporte les analyses qui permettent de calculer la réponse non-linéaire du sol.

Pour le dimensionnement des pieux chargés latéralement, les analyses de cette catégorie sont largement utilisées. La méthode très connue "p-y" -ou des fonctions de transfert de charge-, développée par REESE et ses collaborateurs (comme l'application de la méthode des différences finies dans la méthode "p-y"; REESE, 1977), fait partie de cette subdivision ; dans cette méthode, le sol est caractérisé par une série des ressorts non-linéaires et indépendants. Par exemple, MADHAV et al. (1971) ont employé un modèle élasto-plastique de WINKLER, tandis que KUBO (1965) a utilisé une relation non-linéaire entre la pression (p) et le déplacement (y). Dans la prochaine partie de ce chapitre, on décrira les différentes méthodes de prévision de la courbe "p-y", ainsi que les équations d'équilibre de cette méthode avec leur résolution (voir § 3).

Cette subdivision inclut également la méthode des équations intégrales, basée sur la théorie du continuum élastique, mais avec prise en compte d'une réaction latérale ultime (POULOS, 1971a ; DAVIES et BUDHU, 1986).

La figure III.3 montre une comparaison entre les courbes charge-déplacement, obtenues par trois méthodes (POULOS, 1992a) :

- a. l'analyse "p-y" qui utilise la courbe proposée par REESE et al. (1975);
- b. l'analyse "p-y" qui utilise la courbe "p-y" bilinéaire;
- c. l'analyse par équations intégrales, basée sur la théorie du continuum élastique et la réaction latérale ultime.

Il est à noter que malgré des différences considérables dans les bases de ces méthodes, POULOS (1992a) trouve un bon accord entre leurs résultats et également entre leurs résultats et les résultats mesurés.

### 2.3.3. Analyse non-linéaire avec un modèle de comportement du sol (3C)

Dans cette subdivision, POULOS (1992a) range les méthodes dans lesquelles le sol est représenté par un modèle de comportement plus complet.

LAI (1988) a développé une analyse non-linéaire par éléments finis pour des pieux courts (rigides) chargés latéralement, qui utilise un modèle de comportement élasto-plastique pour le sol prenant en compte la dilatation.

La figure III.4, pour des pieux dans l'argile, compare les résultats typiques de cette subdivision avec ceux de la subdivision 3B (en utilisant l'analyse par équations intégrales).

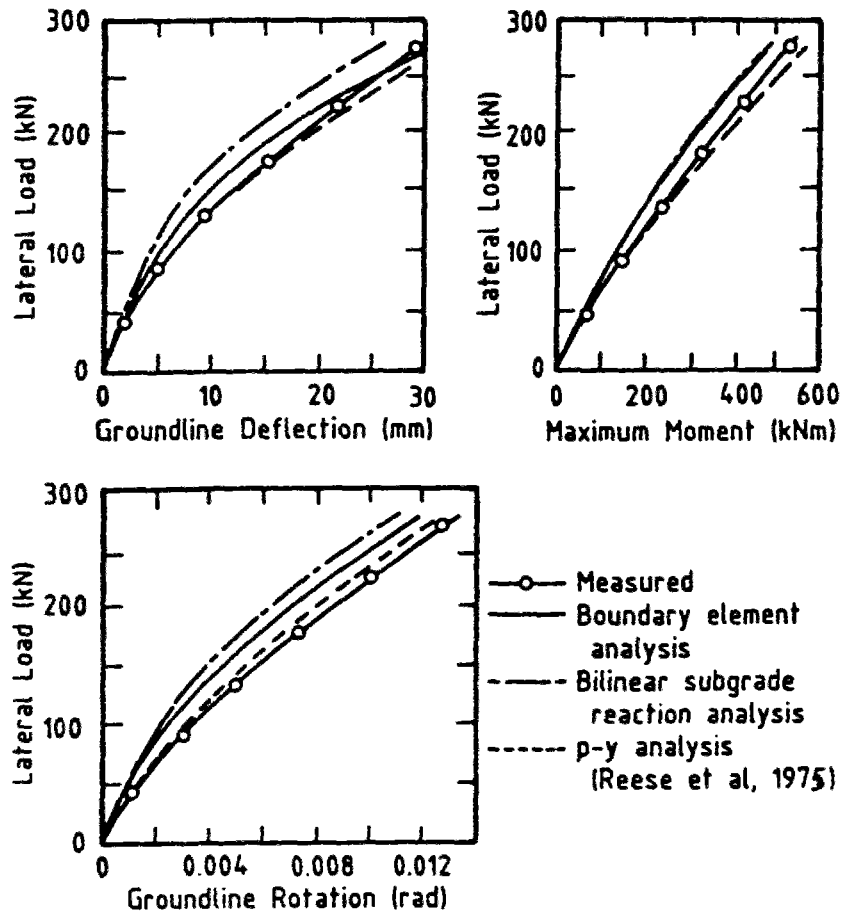


Fig. III.3 : Comparaison entre les résultats calculés et ceux mesurés, les essais de Mustang Island (POULOS, 1992a)

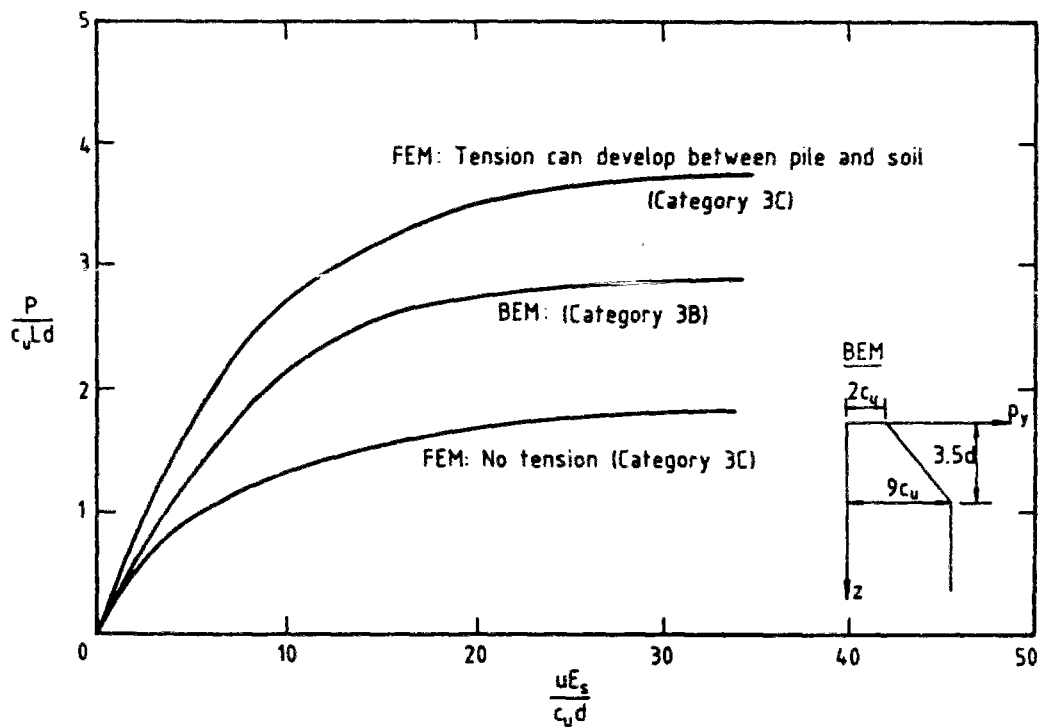


Fig. III.4 : Comparaison des résultats obtenus de la catégorie 3B et ceux obtenus de la catégorie 3C, pour un pieu rigide ( $L/d = 14$ ) (POULOS, 1992a)

Les deux subdivisions de la catégorie 3C correspondent aux cas :

- où une traction normale à l'interface sol-pieu est permise;
- où aucune traction n'est permise à l'interface sol-pieu.

La méthode des équations intégrales (BEM) donne des résultats intermédiaires. Elle fournit des solutions raisonnables dans les cas où la traction limite sol-pieu peut se développer (POULOS, 1992a).

### 3. Méthode "p-y". Pieu isolé

Dans le cadre de l'analyse des pieux chargés latéralement à l'aide de la méthode des fonctions de transfert de charge (dite méthode p-y), on décrit les différentes méthodes de prévision des courbes de réaction de sol p-y ainsi que les équations de résolution.

#### 3.1. Introduction

Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal  $T_0$  et/ou un moment en tête  $M_0$ , sa stabilité ne peut être assurée que par la mobilisation des efforts de réaction latérale du sol sur le fût du pieu.

En un point donné, la réaction  $P$  du sol - ou la force répartie sur le pieu -, est fonction du déplacement  $y$ . La courbe  $P(y)$  est appelée courbe de réaction du sol (Fig. III.5). La pente de la sécante détermine le module de réaction  $E_s$  du sol (voir, par exemple, BOURGES et FRANK, 1989) :

$$E_s = \frac{P}{y} = k \cdot d \quad (\text{III.3})$$

où :

$k$  : le coefficient de réaction classique donné par  $k=p/y$  ( $p$  est la pression de réaction, avec  $P=p/d$ ),

$d$ : la largeur frontale ou le diamètre du pieu.

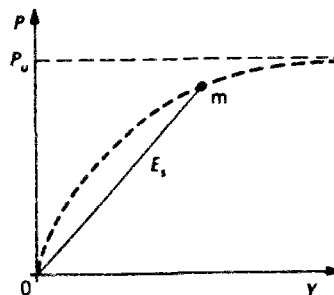


Fig. III.5 : Courbe de réaction P-y du sol

### 3.2. Prédiction des courbes de réaction du sol

Pour la prédiction de cette courbe à partir d'essais pressiométriques, les méthodes sont les suivantes (voir, par exemple, HADJADJI, 1993).

1. **Méthode de MENARD** : MENARD et al. (1969) ont proposé une courbe de réaction constituée de deux segments de droite et d'un palier plastique, construite à partir des résultats d'essais pressiométriques standards (pressiomètre MENARD).

2. **Méthode au pressiomètre autoforeur** : BAGUELIN et JEZEQUEL (1972), dans le cadre d'un programme d'essais de pieux, ont comparé les courbes d'expansion du pressiomètre autoforeur aux courbes de réaction du sol. La bonne similitude qui a été observée les a amenés à proposer l'assimilation directe entre les deux courbes (BAGUELIN, 1982).

3. **Méthode de BRIAUD** : BRIAUD et son équipe (BRIAUD et al., 1982, 1983, 1984 ; BRIAUD, 1986, 1992) propose une méthode de détermination de la courbe de réaction totale  $p-y$  à un niveau, par sommation de la réaction frontale  $Q$  et de la réaction tangentielle  $F$  pour un même déplacement horizontal  $y$ . Les courbes  $F-y$  et  $Q-y$  sont elles-mêmes construites à partir des résultats pressiométriques obtenus par le pressiomètre MENARD ou le pressiomètre TEXAM (voir AMAR et al. 1991).

4. **Méthode de ROBERTSON** : ROBERTSON et al. (1984 et 1985) ont utilisé le résultats d'un pressiomètre qui est monté sur le cône d'un pénétromètre statique ("full-displacement pressuremeter"). Une fois la courbe pressiométrique obtenue, la courbe liant la pression  $p$  dans la cellule de mesure à sa déformation radiale  $\Delta r/r_0$  est tracée dans la repère ( $p^* = p - p_0$ ,  $\Delta r/r_0$  ;  $r_0 = d/2$ ). La réaction du sol  $P$  des courbes de réaction ( $P, y$ ) correspondant à une charge horizontale statique de courte durée s'obtient par une simple homothétie des pressions nettes  $p^*$  obtenues au pressiomètre :

$$P = \eta \cdot p^* \cdot d \quad (\text{III.4})$$

où  $\eta$  est le facteur de résistance latérale, le déplacement horizontal  $y$  du pieu étant donné par :

$$y = \frac{\Delta r}{r_0} \times \frac{d}{2} \quad (\text{III.5})$$

Le facteur  $\eta$  tient compte du fait que le sol offre une résistance limite plus grande pour le pieu que pour le pressiomètre :  $\eta=2$  pour les sols cohérents et  $\eta=1,5$  pour les sols granulaires (ROBERTSON et al., 1984).

5. **Méthode de ATUKORALA** : ATUKORALA et BYRNE (1984), par une analyse bidimensionnelle, ont confirmé les valeurs du facteur  $\eta$  obtenues par ROBERTSON. Ils ont comparé les courbes pressiométriques et les courbes de réaction  $P-y$  déduites respectivement de la simulation d'un essai pressiométrique et d'un pieu chargé latéralement (ATUKORALA et al., 1986). L'analyse par éléments finis est basée sur l'hypothèse d'un pieu rigide infiniment long de telle sorte que le mouvement d'une section du système sol-pieu est indépendant de la déformation subie par les sections voisines (modèle de WINKLER). La comparaison entre la courbe pressiométrique et la courbe d'expansion de la cavité cylindrique (calculs en déformations planes) pour l'argile et le sable montre que, dans les deux cas, la première

courbe est légèrement plus raide que la deuxième et que, pour une déformation radiale inférieure à 2%, les deux courbes sont quasiment confondues ; ceci amène les auteurs à assimiler, en pratique, les deux courbes et à comparer les courbes de réaction "P-y" à la courbe pressiométrique transformée en une courbe de réaction équivalente (obtenue en multipliant la pression (radiale) p par le diamètre du pieu d et la déformation radiale par le rayon du pieu  $r_0$ ).

### 3.3. Equations d'équilibre

Si M est le moment fléchissant du pieu à la cote z, T l'effort tranchant, P la réaction du sol,  $E_p$  le module d'Young du pieu et  $I_p$  son moment d'inertie par rapport à l'axe de rotation, les équations de flexion des poutres permettent d'écrire (avec les conventions de signe utilisées en mécanique des sols) :

$$M = E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^2 y}{dz^2}$$

$$T = \frac{dM}{dz}$$

$$P = -\frac{dT}{dz} = -\frac{d^2 M}{dz^2} = -\frac{E_p \cdot I_p \cdot d^4 y}{dz^4}$$

d'où l'équation générale d'équilibre :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + P = 0 \quad (\text{III.6})$$

Dans le cas d'un pieu non seulement sollicité en tête, mais également soumis à des poussées latérales dues à l'action d'un sol mou chargé dissymétriquement, on prend en compte le déplacement horizontal du sol mou. En l'absence de pieu (ou loin du pieu) ce déplacement, fonction de la cote z, est noté  $g(z)$  (Fig. III.6). La fonction  $g(z)$  est appelée *déplacement libre du sol*.

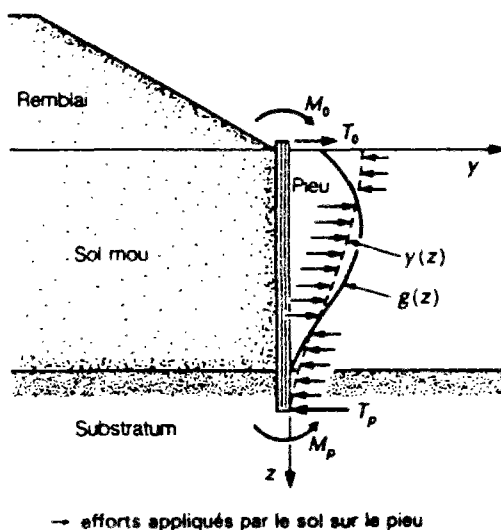


Fig. III.6 : Déplacement libre  $g(z)$  du sol et déplacement  $y(z)$  avec un pieu (BOURGES et FRANK, 1989)

Par extension de la théorie du module de réaction appliquée aux pieux uniquement sollicités horizontalement en tête, et traversant une couche de sol dont les déplacements libres sont nuls (voir § III.3.1), on admet que les efforts sur un pieu soumis à des poussées latérales du sol sont, à une cote  $z$  donnée, fonction de la différence :  $\Delta y = y(z) - g(z)$ , entre le déplacement d'équilibre  $y$ , et le déplacement libre du sol  $g$ . L'équation (III.3) devient ainsi (voir BOURGES et FRANK, 1989):

$$P = E_s \cdot [y(z) - g(z)] \quad (\text{III.7})$$

En remplaçant  $P$  dans l'équation (III.6) par  $P$  de l'équation (III.7), on obtient donc, l'équation d'équilibre des réactions sur le pieu qui s'écrit :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s(z, \Delta y) \cdot [y(z) - g(z)] = 0 \quad (\text{III.8})$$

La résolution de l'équation (III.8) nécessite la connaissance :

- (a) de la fonction  $g(z)$ , le déplacement libre du sol à tout niveau,
- (b) de la fonction  $E_s(z, y$  ou  $\Delta y)$  c'est-à-dire de la courbe de réaction non-linéaire à tout niveau,
- (c) des conditions aux limites en tête et en pointe du pieu.

Pour la résolution de l'équation d'équilibre des réactions sur le pieu établie précédemment, on distingue deux cas :

(1) le sol est homogène et linéaire (la courbe de réaction est une droite de pente constante  $E_s$  et indépendante de  $z$ ) et les résultats peuvent être obtenus analytiquement ;

(2) le sol est non-homogène et/ou la courbe de réaction  $p-y$  est quelconque ; la résolution ne peut se faire que par une méthode numérique, avec utilisation d'un code de calcul. C'est l'objet du programme PILATE-LCPC, qui a été utilisé dans la partie suivante.

## **Partie B**

### **Développement d'un modèle de plastification des micropieux (modèle "Multizones")**

#### **1. Introduction**

Dans les méthodes évoquées dans la partie précédente, le pieu est, en général, toujours supposé élastique (c'est-à-dire avec une rigidité à la flexion constante quelle que soit sa déformation).

Pour un pieu souple de petit diamètre (micropieu) placé dans un milieu non-linéaire, on étudie dans cette partie le concept de rotule plastique et son expansion en fonction de la charge latérale. Afin de calculer les limites de la zone plastifiée et son incidence sur les déplacements du micropieu et les réactions du sol, un modèle numérique, le modèle "Multizones" est développé et présenté. Dans ce but, on utilise l'analyse par fonctions de transfert de charge (dite méthode "p-y").

Ce modèle "Multizones" est introduit dans le programme PILATE (du LCPC), donnant ainsi naissance au programme "PILATEP".

Après la présentation du programme PILATE et du modèle "Multizones", on compare les résultats obtenus avec ceux calculés par le logiciel CESAR-LCPC, afin de tester numériquement le logiciel PILATEP.

Finalement, on interprète par PILATEP, les mesures expérimentales obtenues par MAHMOUD et BURLEY (1994) sur des pieux de petit diamètre sollicités latéralement.





## 2. Présentation du programme PILATE

Le programme PILATE, mis au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), a pour objet le calcul des déplacements et des efforts d'un pieu isolé, soumis à des efforts de flexion en tête ainsi qu'à des poussées latérales le long du fût dues à un déplacement horizontal libre du sol (BAGUELIN, FRANK et GUEGAN, 1976 ; FRANK, 1984 ; FRANK et ROMAGNY, 1990).

### 2.1. Principe et méthode de résolution

Pour représenter la variation avec la profondeur de la loi de réaction  $P = f(\Delta y)$ , ou du module  $E_s$ , le sol est découpé en "n" couches suffisamment minces pour qu'à chaque couche l'on puisse attribuer une courbe de réaction unique et pour que la valeur  $\Delta y$  au milieu de la couche puisse être considérée comme représentative de toute la couche. On tient compte de la non-linéarité éventuelle de la loi dans chaque couche en la linéarisant, à chaque itération "i", sous la forme (Fig. III.7) :

$$P = E_s^i [y - g] + P_0^i \quad (\text{III.9})$$

avec  $E_s^i$  module tangent et  $P_0^i$  ordonnée à l'origine de la tangente.

On résout alors, pour chaque couche, l'équation :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s^i y = E_s^i g - P_0^i \quad (\text{III.10})$$

dont la solution analytique est facile à déterminer (équation différentielle à coefficients constants). Cette solution peut être écrite de la manière suivante :

$$y = y_{\text{hom}} + y_{\text{par}} \quad (\text{III.11})$$

où  $y_{\text{hom}}$  est la solution de l'équation homogène correspondant au premier membre de l'équation (III.10) et  $y_{\text{par}}$  une solution particulière de cette équation avec second membre. Ces solutions sont données au tableau III.5, avec l'hypothèse que  $g(z)$  peut se mettre sous la forme d'un polynôme de degré inférieur ou égal à 3 (dans chaque couche);  $g(z) = \alpha_0 + \alpha_1 z + \alpha_2 z^2 + \alpha_3 z^3$ .

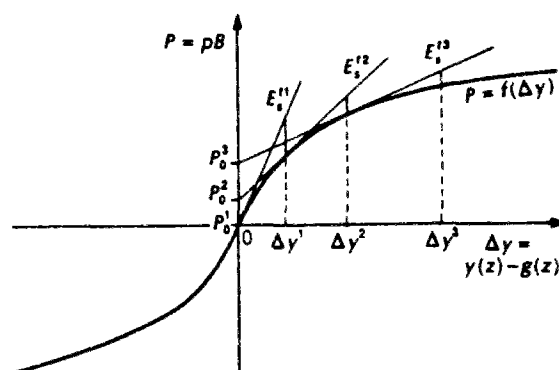


Fig. III.7 : Courbe de réaction quelconque, méthode de calcul itérative (FRANK et ROMAGNY, 1990)

Les coefficients  $E_s^i$  et  $P_0^i$  (Fig. III.7) de la courbe à l'itération "i" sont déterminés à partir de la flèche  $\Delta y^{i-1}$  au milieu de la couche calculée à l'itération "i-1". Le calcul est arrêté à l'itération "n+1" lorsque :

$$\frac{|f(\Delta y^n) - E_s^n \cdot \Delta y^n - P_0^n|}{|E_s^n \cdot \Delta y^n + P_0^n|} < \varepsilon \quad (\text{III.12})$$

avec  $\varepsilon$  la précision relative sur la pression  $P = f(\Delta y^n)$  pour  $\Delta y^n$  calculé.

Module tangent	$y_{\text{hom}}$	$y_{\text{par}}$	Remarque
$E_s^i \neq 0$	$e^{\frac{z}{l_0}} \left( a_1 \cdot \cos \frac{z}{l_0} + a_2 \cdot \sin \frac{z}{l_0} \right) +$ $e^{-\frac{z}{l_0}} \left( a_3 \cdot \cos \frac{z}{l_0} + a_4 \cdot \sin \frac{z}{l_0} \right)$	$g - \frac{P_0^i}{E_s^i}$	$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E_p I_p}{E_s^i}}$
$E_s^i = 0$	$a_1 z^3 + a_2 z^2 + a_3 z + a_4$	$-\frac{P_0^i}{24 E_p I_p} z^4$	--

Tableau III.5 : Solutions homogènes et particulières de l'équations (III.10)

## 2.2. Construction du système linéaire

A chaque itération, on découpe le pieu en "n" tronçons correspondants aux "n" couches de sol. Chaque tronçon a sa propre équation (III.10) dont la solution comporte quatre constantes d'intégration  $a_1, a_2, a_3$  et  $a_4$ .

En tout, on aura donc, à chaque itération,  $(4n)$  inconnues. On a besoin, donc, de  $(4n)$  équations. Les conditions de continuité aux  $(n-1)$  interfaces sur  $y, y' = dy/dz, M$  et  $T$  donnent  $4(n-1)$  équations; les quatre autres sont fournies par les deux conditions en tête et les deux en pointe.

On obtient donc, un système linéaire de "4n" équations à "4n" inconnues qui s'écrit :

$$[A] \{R\} = \{B\} \quad (\text{III.13})$$

avec :

[A] : Matrice  $(4n \times 4n)$  construite à partir des quatre fonctions de base de la solution de l'équation homogène de chaque tronçon et de leur trois premières dérivées,

{R} : Vecteur des constantes d'intégration de dimension "4n",

{B} : Vecteur des solutions particulières des équations avec second membre et des deux conditions imposées aux deux extrémités ; sa dimension est "4n".

## 2.3. Organigramme du programme PILATE

L'organigramme de PILATE est représenté à la figure III.8. Les parties principales de ce programme sont données au tableau III.6.

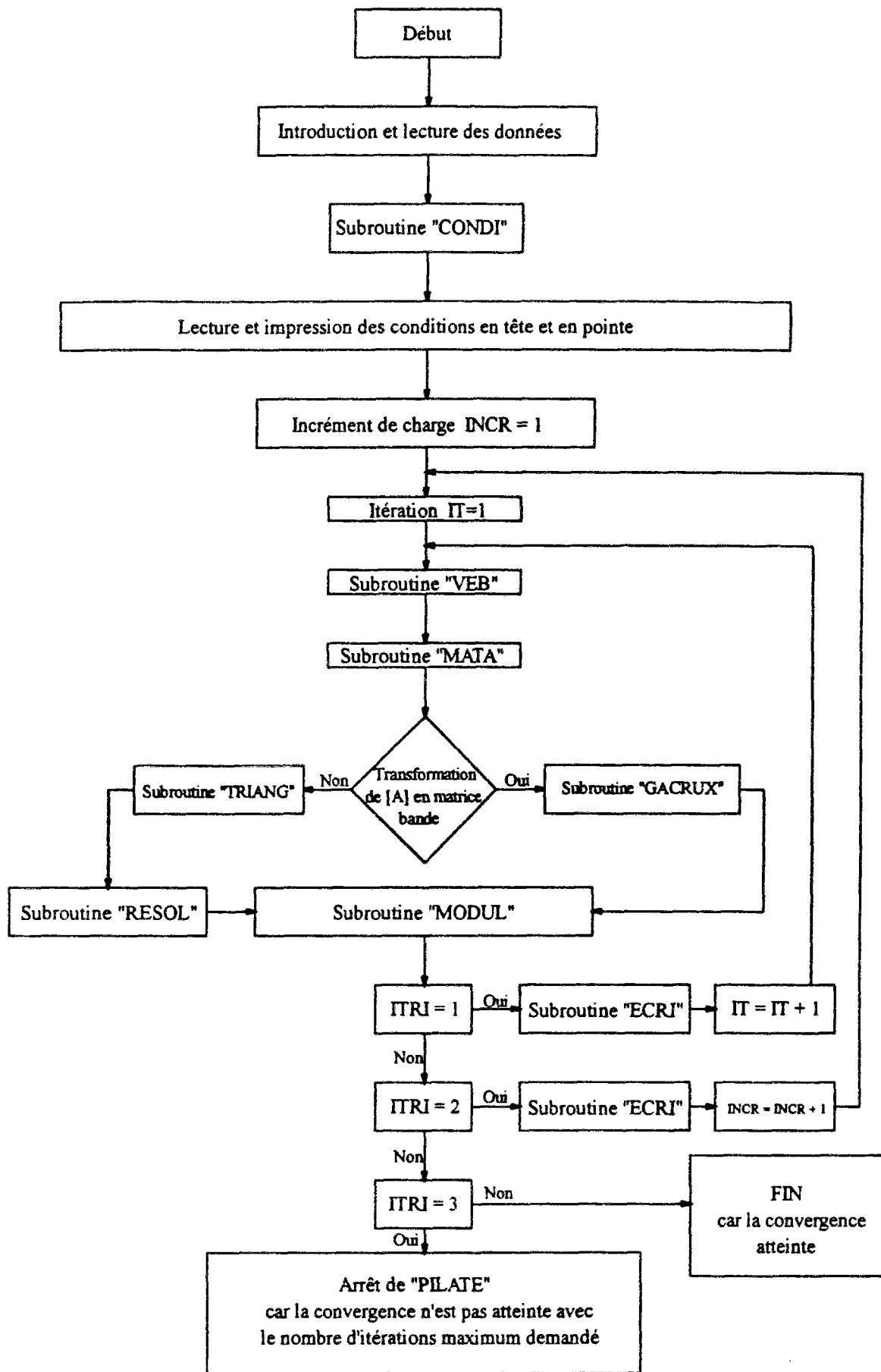


Fig. III.8 : Organigramme du programme PILATE

<b>Programme PILATE</b>	
<b>Introduction et lecture des données</b>	titres, nombre d'itérations maximum, précision, nombre de couches et leur épaisseur, rigidité du pieu pour chaque couche, courbes de mobilisation en pointe (du moment et de l'effort tranchant, si elles existent) et "n" courbes de réaction du sol
<b>SOUS-PROGRAMMES PRINCIPAUX</b>	
<b>"CONDI"</b>	choix des conditions en tête et en pointe
<b>"VEB"</b>	construction du vecteur colonne {B}
<b>"MATA"</b>	formulation générale de la matrice [A]
<b>"GACRUX"</b>	résolution du système $[A].\{R\}=\{B\}$ en transformant la matrice $[A]_{4n \times 4n}$ en matrice bande (11x4n)
<b>"TRIANG"</b>	triangularisation de la matrice [A] dans le cas où on ne peut pas la transformer en matrice bande (11x4n)
<b>"RESOL"</b>	résolution du système $[A].\{R\} = \{B\}$ , la matrice [A] ayant été préalablement triangulée
<b>"MODUL"</b>	calcul de $P_0^i$ et $E_s^u$ et avec appel du sous-programme "CHERCH", détermination du contrôleur "TTRI" (voir organigramme)
<b>"ECRI"</b>	écriture des résultats finaux

Tableau III.6 : Parties principales du programme PILATE

### 3. Comportement en flexion de l'acier

Pour déterminer le comportement en flexion de l'acier, utilisé dans les micropieux, on considère la loi élastique-parfaitement plastique pour la relation contrainte-déformation (Fig. III.9-a). Le rôle du coulis du micropieu en flexion est négligé comme le préconise la réglementation en la matière, voir notamment FASCICULE 62, Titre V (1993). La courbe moment-courbure a alors l'allure de la figure III.9-b et il nous faut, pour la construire, calculer

les deux limites du moment : la limite élastique ( $\eta_e$ ) et la limite plastique ou limite de rupture ( $\eta_p$ ).

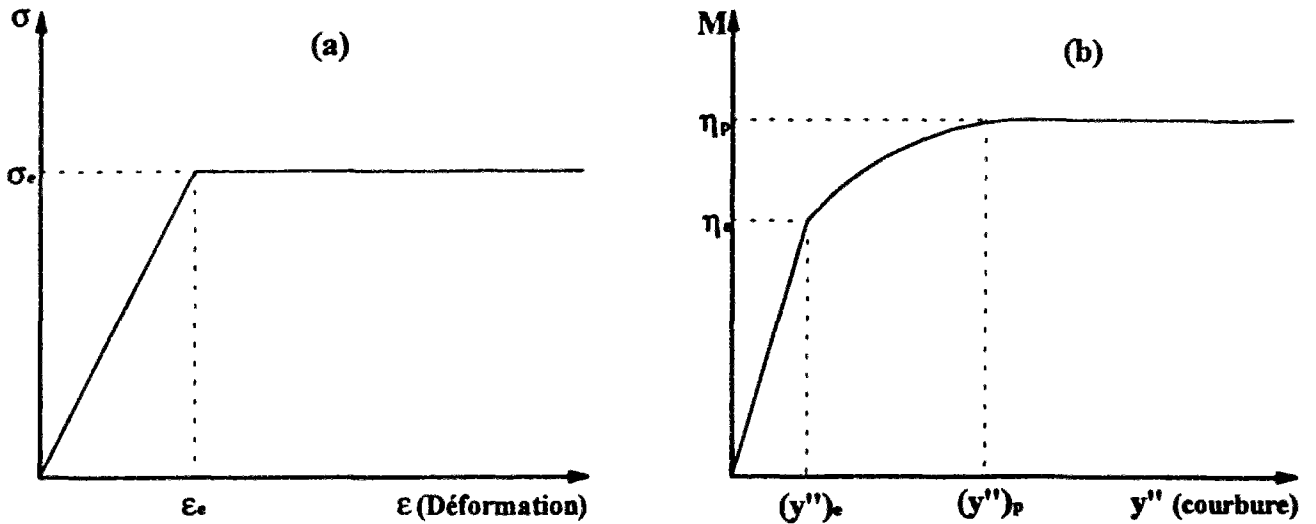


Fig. III.9 : (a) Courbe contrainte-déformation, (b) Courbe moment-courbure

### 3.1. Limites élastique et plastique du moment

La limite élastique  $\eta_e$  est la limite du moment pour laquelle la contrainte normale  $\sigma_{xx}$  atteint sur les fibres extrêmes la contrainte élastique  $\sigma_e$ , dite limite élastique en traction simple et en compression simple. On peut écrire, selon la résistance des matériaux classique, pour la flexion pure des sections planes (voir, par exemple MANDEL, 1978), pour  $\sigma_{xx} \leq \sigma_e$  :

$$\begin{cases} \varepsilon_{xx} = \frac{M \cdot y}{E I} \\ \varepsilon_{yz} = \varepsilon_{zz} = -\nu \frac{M \cdot y}{E I} \\ \sigma_{xx} = \frac{M \cdot y}{I} \end{cases} \quad (\text{III.14})$$

avec :  $y$  : distance à la fibre neutre (Fig. III.10-a)

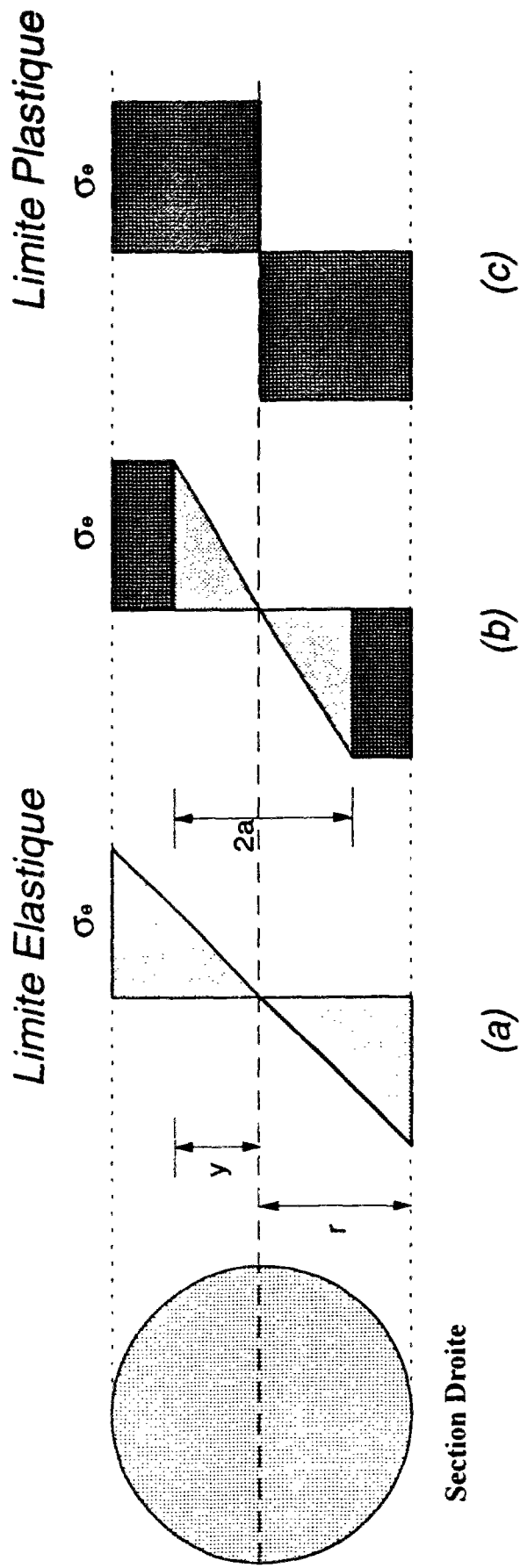
$E$  : module d'Young de l'acier

$I$  : moment d'inertie du renforcement du micropieu ;  $I$  dépend de la section.

$\nu$  : coefficient de Poisson de l'acier

Pour  $M = \eta_e$ ,  $\sigma_{xx}$  atteint  $\sigma_e$  en  $y = \pm r$ ,  $r$  étant le rayon de la section circulaire, dans le cas d'un micropieu à armature centrale (Fig. III.10-a).

La limite plastique  $\eta_p$  de moment est la limite pour laquelle la section est entièrement plastifiée,  $\sigma_{xx} = \sigma_e$  sur toute la section (Fig. III.10-c).



Section Droite

<b>Limites</b>	$M = \eta_e$	$\eta_e < M < \eta_p$	$M \mapsto \eta_p$
<b>Composantes</b>	$M = M_e$	$M = M_e + M_p$	$M = M_p$ ( $M_e \mapsto 0$ .)

Fig. III.10 : Evolution du moment de flexion pour une section circulaire

Pour  $\eta_e < M < \eta_p$ , il existe dans la section un "noyau élastique" de hauteur  $2a$  entouré de deux bandes plastiques (Fig. III.10-b).

Le moment  $M$ , pour  $\eta_e < M < \eta_p$ , est composé de deux parties,  $M_e$  correspondant au noyau élastique et  $M_p$ , la partie plastique, qui se développe dans les deux bandes entourant le noyau élastique.

$$M = M_e + M_p \quad (\text{III.15})$$

En se basant sur les formules établies pour les poutres élastiques, on peut écrire pour le noyau, l'équation suivante :

$$M_e = \frac{\sigma_e}{r \sin \alpha} I_{A',XX'} \quad (\text{III.16})$$

où  $I_{A',XX'}$  est le moment d'inertie de la surface  $A'$  autour de l'axe  $XX'$  (Fig. III.11). On obtient :

$$I_{A',XX'} = \frac{r^4}{2} \left( \alpha - \frac{\sin 2\alpha}{2} \right) + r^4 \cdot \sin^3 \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$M_e = r^3 \cdot \sigma_e \left[ \frac{1}{2 \sin \alpha} \left( \alpha - \frac{\sin 2\alpha}{2} \right) + \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \right] \quad (\text{III.17})$$

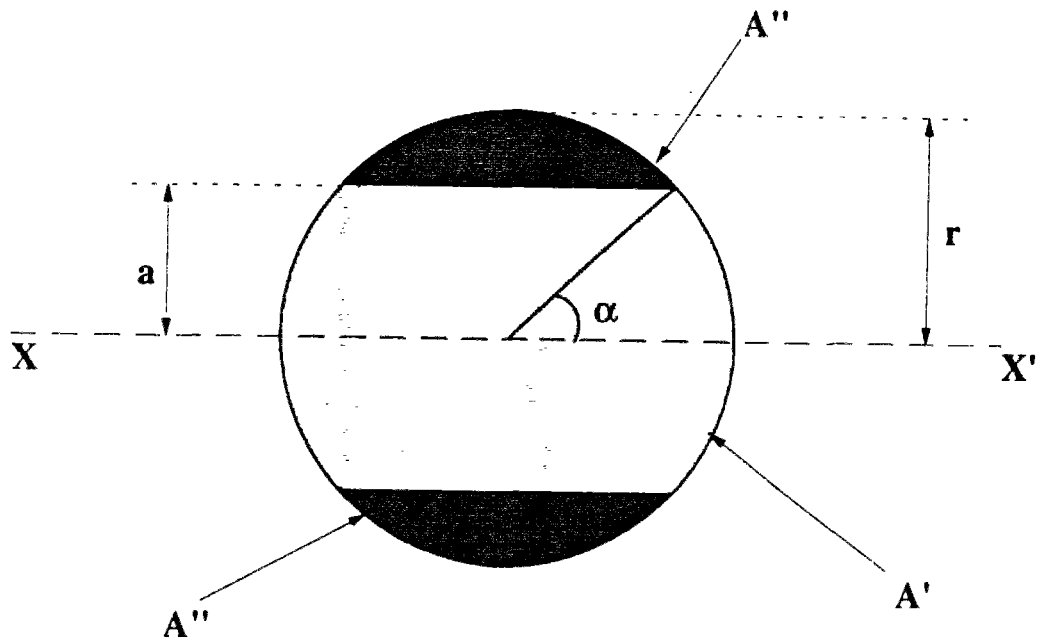


Fig. III.11 : Diverses parties de la section droite du renforcement

Pour avoir le moment total  $M$ , il faut déterminer le moment de la partie plastique  $M_p$  qui se développe sur la surface  $A''$ . En se référant à la figure III.11, pour  $M_p$ , on aboutit à :

$$M_p = \frac{4}{3} r^3 \cdot \sigma_e \cdot \cos^3 \alpha \quad (\text{III.18})$$



et par conséquent :

$$M = M_e + M_p = r^3 \cdot \sigma_e \cdot \left[ \frac{1}{2 \sin \alpha} \left( \alpha - \frac{\sin 2\alpha}{2} \right) + \cos \alpha \left( 1 + \frac{1}{3} \cos^2 \alpha \right) \right] \quad (\text{III.19})$$

On peut ainsi déterminer  $\eta_e$  et  $\eta_p$ , pour une section circulaire pleine :

$$\begin{cases} \text{Pour } a = r ; a = \frac{p}{2} \text{ et } \eta_e = \frac{\sigma_e \cdot \pi \cdot r^3}{4} \\ \text{Pour } a = 0 ; a = 0 \text{ et } \eta_p = \frac{4 \sigma_e \cdot r^3}{3} \end{cases} \quad (\text{III.20})$$

Pour une section rectangulaire pleine de hauteur "h" et de la largeur "b", on obtient :

$$\begin{cases} \eta_e = \frac{2}{3} \sigma_e \cdot b \cdot h^2 \\ \eta_p = \sigma_e \cdot b \cdot h^2 \end{cases} \quad (\text{III.21})$$

En comparant les équations (III.20) et (III.21), on trouve :

$$\begin{cases} \frac{\eta_p}{\eta_e} = \frac{16}{3\pi} = 1,698 & \text{pour une section circulaire plein} \\ \frac{\eta_p}{\eta_e} = \frac{3}{2} = 1,50 & \text{pour une section rectangulaire pleine} \end{cases} \quad (\text{III.22})$$

### 3.2. Courbe adimensionnelle moment-déformation de l'acier

Pour faciliter le calcul, et pour pouvoir généraliser plus aisément, on utilise la courbe adimensionnelle moment-déformation de *la fibre extrême* de la section (appelée plus simplement, par la suite, "courbe adimensionnelle moment-déformation"), proposée, à l'origine, par MALEKI et al. (1991). On porte en abscisse les déformations relatives  $\rho = \varepsilon/\varepsilon_e$ , ( $\varepsilon$  est la déformation de la fibre extrême et  $\varepsilon_e$  la déformation élastique, Fig. III.12) et en ordonnée, les moments relatifs  $\mu = M/\eta_e$  (Fig. III.13).

Calculons la pente de la sécante à cette courbe adimensionnelle. Selon la résistance des matériaux classique en petites déformations,  $M = (EI) y''$ , c'est-à-dire que la pente de la courbe moment-courbure est EI, appelée la rigidité à la flexion. On a donc :

$$\left. \begin{array}{l} \text{pour } M = \eta_e : \eta_e = (EI)_e \cdot y_e'' = \frac{(EI)_e}{r} \varepsilon_e \\ \text{pour } \eta_e < M < \eta_p : M = (EI) \cdot y'' = \frac{(EI)}{r} \varepsilon \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{M}{\eta_e} = \frac{EI}{(EI)_e} \frac{\varepsilon}{\varepsilon_e} \quad (\text{III.23})$$

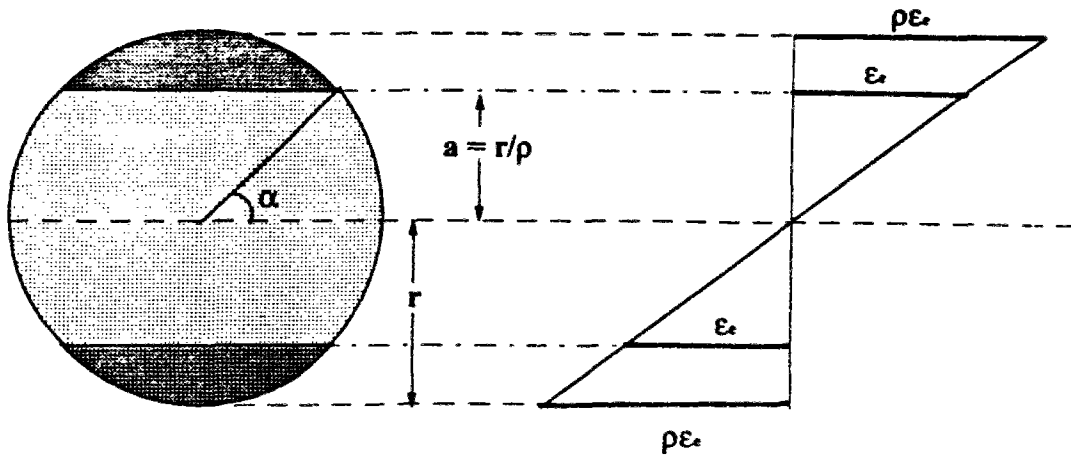


Fig. III.12 : Distribution de la déformation sur la section droite

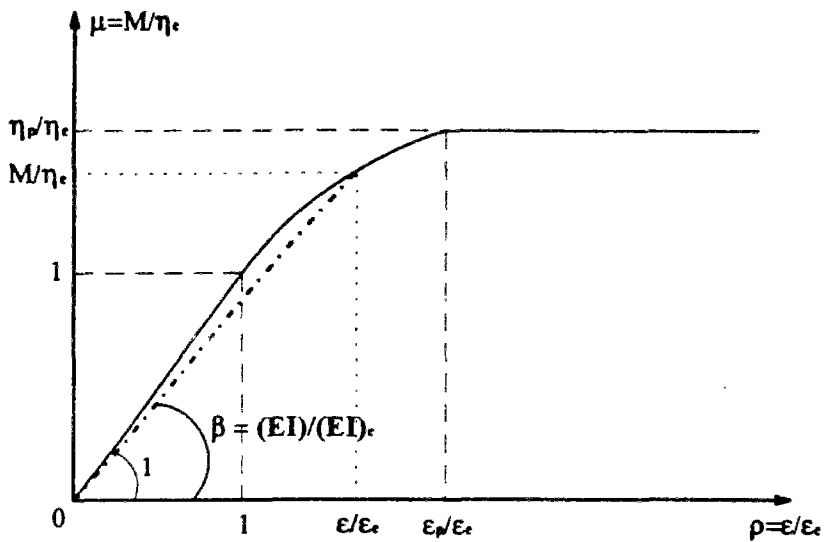


Fig. III.13 : Courbe adimensionnelle moment-déformation schématique de l'acier

La pente de la courbe adimensionnelle moment-déformation est alors égale à  $\beta = (EI)/(EI)_e$ , où  $(EI)_e$  est la rigidité à la flexion élastique initiale, jusqu'à  $M = \eta_e$  et  $(EI)$ , la rigidité apparente (sécante) correspondant à  $M > \eta_e$ . Par la suite,  $\beta$  sera appelé *le coefficient de réduction de rigidité à la flexion*, car il est toujours inférieur ou égal à un (Fig. III.13). Par définition de  $EI$ , on peut écrire également :

$$\beta = \frac{M}{y''} (EI)_e^{-1} \quad (\text{III.24})$$

L'avantage de cette courbe adimensionnelle est de fournir pour  $\eta_e < M < \eta_p$  le coefficient de réduction adimensionnel,  $\beta$  à apporter à la rigidité à la flexion  $(EI)_e$  de la section considérée.

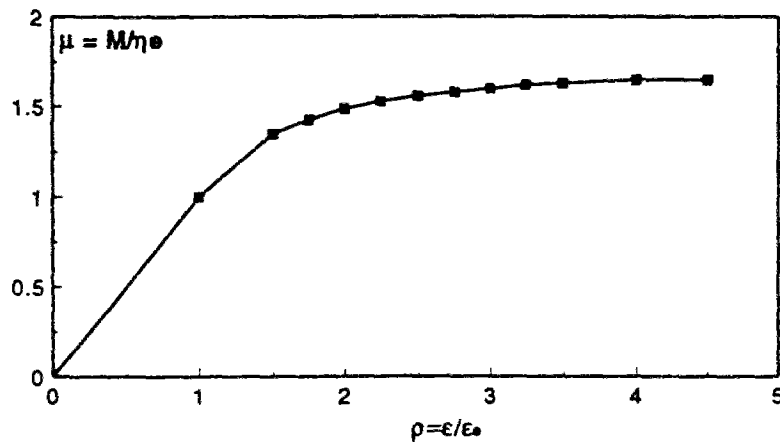
### 3.3. Expression analytique de la courbe

En se basant sur l'hypothèse de la distribution linéaire de la déformation sur la section, on a  $\rho = r/a = 1/\sin \alpha$  (Fig. III.12).

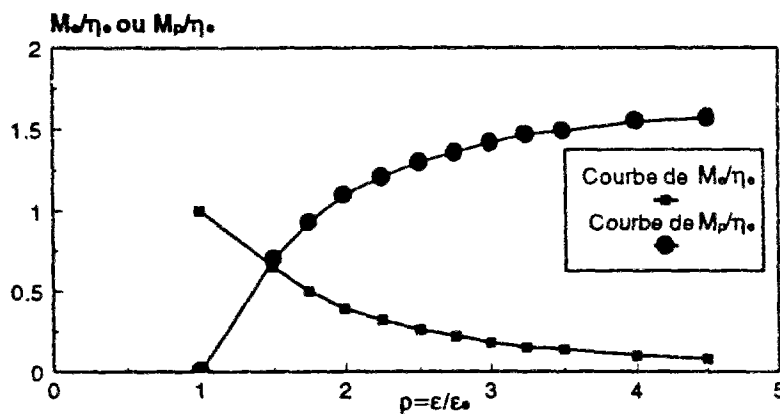
Pour donner l'expression de la courbe adimensionnelle moment-déformation, on porte dans l'équation (III.19)  $\sin \alpha = 1/\rho$  (où  $\rho$  est la déformation relative de la fibre extrême de la section). On obtient :

$$\mu = \frac{M}{\eta_e} = \frac{4}{\pi} \left\{ \frac{\rho}{2} \left( \arcsin \left( \frac{1}{\rho} \right) - \frac{\sqrt{\rho^2 - 1}}{\rho^2} \right) + \frac{\sqrt{\rho^2 - 1}}{\rho} \left[ 1 + \frac{1}{3} \left( \frac{\rho^2 - 1}{\rho^2} \right) \right] \right\} \quad (\text{pour } \rho \geq 1) \quad (\text{III.25})$$

La figure III.14-a donne cette courbe adimensionnelle, calculée par l'équation (III.25). La figure III.14-b montre l'évolution de  $M_e/\eta_e$  et  $M_p/\eta_e$ , les composantes du moment  $M/\eta_e$  au cours de l'augmentation de la déformation de flexion.



(a)



(b)

Fig. III.14 : Courbe adimensionnelle moment-déformation pour une section circulaire pleine

## 4. Modèle "Multizones" pour un micropieu

Avec l'augmentation de la charge latérale en tête du micropieu, le moment fléchissant maximum dans le micropieu varie et, pour  $M > \eta_e$  la rigidité à la flexion sécante du micropieu  $E_p I_p$  varie. Cette variation traduit l'apparition d'une zone plastifiée autour de la position du moment maximal et, lorsque  $M$  tend vers  $\eta_p$ , on tend vers une zone totalement plastifiée, c'est-à-dire la rupture en ce point. Il est nécessaire d'avoir un moyen numérique qui peut calculer l'évolution de cette zone. Le modèle *Multizones* est un modèle élasto-plastique numérique qui utilise, d'une part, le programme PILATE afin de résoudre l'équation (III.10) dans chaque zone du micropieu ayant des caractéristiques constantes et qui calcule, d'autre part, l'évolution des zones plastifiées dans le micropieu. Ce modèle constitue le programme PILATEP.

Ce modèle peut être représenté par la figure III.15 où le micropieu est modélisé par différentes zones avec différentes rigidités à la flexion. Ces zones mécaniquement différentes représentent le développement de la rotule plastique. La valeur minimale de la rigidité est toujours située autour de la position du moment fléchissant maximal le long du micropieu.

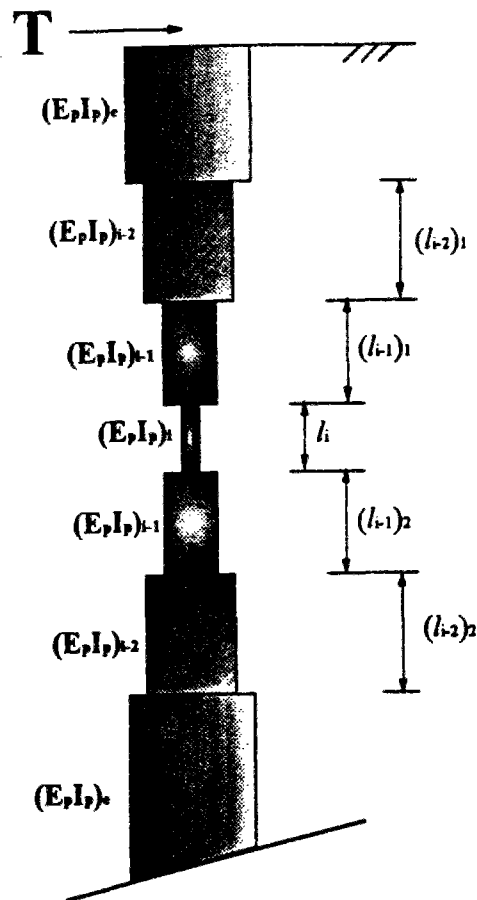


Fig. III.15 : Modèle *Multizones*

### 4.1. Choix de la rigidité à la flexion

Afin de schématiser le changement des caractéristiques mécaniques  $E_p I_p$  le long du micropieu, on calcule les pentes  $\beta$  des sécantes (les coefficients de réduction de rigidité à la flexion) de la courbe adimensionnelle moment-déformation de l'acier, en un certain nombre de points (voir § 3 et Fig. III.16).

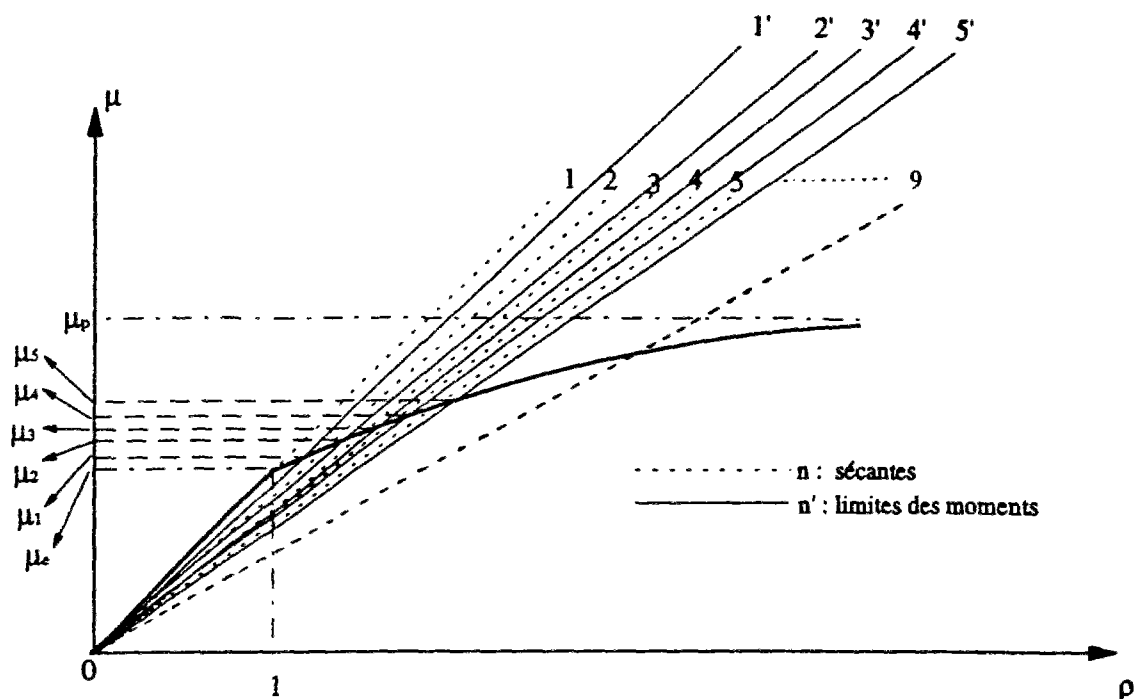


Fig. III.16 : Courbe adimensionnelle moment-déformation de l'acier avec les sécants

Les droites 1', 2', 3', etc., indiquent les limites du moment fléchissant pour lesquelles les rigidités à la flexion sécantes correspondant aux droites 1, 2, 3, etc., seront utilisées. Par exemple, entre  $\mu_1$  et  $\mu_2$  sur la courbe, on utilisera la pente  $\beta$  de la droite sécante 2. Notons que la pente élastique  $\beta=1$  est utilisée jusqu'à  $\mu=\mu_1$ .

Pour le programme PILATEP (voir § 5), développé à l'occasion de cette étude, on a utilisé les valeurs données au tableau III.7, jusqu'à la droite 9.

Droite n°	$\rho (= \epsilon/\epsilon_e)$	$\beta = (E_p I_p)/(E_p I_p)_e$	Limites des moments fléchissants relatifs ( $\mu$ )	
			Inférieure	supérieure
1	$0,0 < \rho < 1,21$	1,00	0,0	$\mu_1 = 1,15$
2	$1,21 < \rho < 1,42$	0,95	$\mu_1 = 1,15$	$\mu_2 = 1,29$
3	$1,42 < \rho < 1,57$	0,90	$\mu_2 = 1,29$	$\mu_3 = 1,35$
4	$1,57 < \rho < 1,72$	0,85	$\mu_3 = 1,35$	$\mu_4 = 1,42$
5	$1,72 < \rho < 1,89$	0,80	$\mu_4 = 1,42$	$\mu_5 = 1,46$
6	$1,89 < \rho < 2,07$	0,75	$\mu_5 = 1,46$	$\mu_6 = 1,49$
7	$2,07 < \rho < 2,32$	0,70	$\mu_6 = 1,49$	$\mu_7 = 1,55$
8	$2,32 < \rho < 2,57$	0,65	$\mu_7 = 1,55$	$\mu_8 = 1,58$
9	$2,57 < \rho < 2,81$	0,60	$\mu_8 = 1,58$	$\mu_9 = 1,60$
10	$2,81 < \rho < 3,04$	0,55	$\mu_9 = 1,60$	$\mu_{10} = 1,61$
11	$3,04 < \rho < 3,41$	0,50	$\mu_{10} = 1,61$	$\mu_{11} = 1,62$
12	$3,41 < \rho < 3,91$	0,45	$\mu_{11} = 1,62$	$\mu_{12} = 1,64$

Tableau III.7 : Limites des zones plastifiées pour le modèle "Multizones"

## 4.2. Différentes étapes du modèle "Multizones"

Avec l'augmentation de la charge latérale T en tête du micropieu, lorsque la limite élastique du moment fléchissant est dépassée par le moment maximal, on opère un changement des rigidités à la flexion (EI) le long du micropieu. Les différentes étapes de ce changement sont expliquées à la figure III.17.

**Etape n°0** : pour  $\mu < \mu_1$ , tout le long du micropieu on a  $E_p I_p = (E_p I_p)_e$ , celui-ci a donc une zone unique. Le moment maximal a lieu à la profondeur  $z_0$  (pour un micropieu suffisant long ou souple, vis-à-vis du sol et pour un sol homogène, dans le cas d'une charge horizontale, on a  $z_0 = (\pi/4)l_0$ ). Le micropieu est entièrement élastique et donc l'équation suivante est valable pour tous les tronçons du micropieu (équation III.10) :

$$(E_p I_p)_e \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s^u y = E_s^u g - P_0^i \quad (\text{III.26})$$

**Etape n°1** : si l'on augmente T, on aura au niveau de la position du moment maximal  $\mu_2$ . La zone où  $\mu_1 < \mu < \mu_2$  va de la profondeur  $(z_1)_1$ , limite supérieure, à  $(z_1)_2$ , limite inférieure. Ces deux valeurs limitent la 1ère zone plastifiée, où il y a donc lieu de changer les rigidités à la flexion. La rigidité à la flexion, dans cette zone, correspond à la pente de la droite 2 de la figure III.16, c'est-à-dire  $E_p I_p = 0,95(E_p I_p)_e$ .

On utilise entre  $(z_1)_1$  et  $(z_1)_2$  l'équation :

$$0,95 (E_p I_p)_e \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s^u y = E_s^u g - P_0^i \quad (\text{III.27})$$

**Etape n°2** : comme pour l'étape précédente, il y a deux zones élastiques, jusqu'à la profondeur  $(z_1)_1$  et à partir de la profondeur  $(z_1)_2$  dans lesquelles l'équation (III.26) est valable. A cette étape, au point du moment maximal,  $\mu = \mu_3$ ; il y a une nouvelle zone plastifiée. Par conséquent, dans les zones  $(z_1)_1 < z < (z_2)_1$  et  $(z_2)_2 < z < (z_1)_2$  où  $\mu_{\min} = \mu_1$  et  $\mu_{\max} = \mu_2$ , on applique l'équation (III.27) et  $E_p I_p = 0,95(E_p I_p)_e$ , et dans la zone limitée par  $(z_2)_1$  et  $(z_2)_2$ , on utilise l'équation suivante, en diminuant la rigidité à la flexion jusqu'à  $0,9(E_p I_p)_e$  :

$$0,90 (E_p I_p)_e \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s^u y = E_s^u g - P_0^i \quad (\text{III.28})$$

**Etapes suivantes** : Les autres étapes de calcul sont effectuées de la même manière. Par exemple, pour l'étape n°4, les limites des différentes zones et les coefficients de réduction des rigidités à la flexion correspondants, donnés par figure III.16, sont récapitulés au tableau III.8.

Limites des zones	Coefficient de réduction $\beta$
$z < (z_1)_1$ et $z > (z_1)_2$	1,0
$(z_1)_1 < z < (z_2)_1$ et $(z_2)_2 < z < (z_1)_2$	0,95
$(z_2)_1 < z < (z_3)_1$ et $(z_3)_2 < z < (z_2)_2$	0,90
$(z_3)_1 < z < (z_4)_1$ et $(z_4)_2 < z < (z_3)_2$	0,85
$(z_4)_1 < z < (z_4)_2$	0,80

Tableau III.8 : Limites des zones pour l'étape n°4

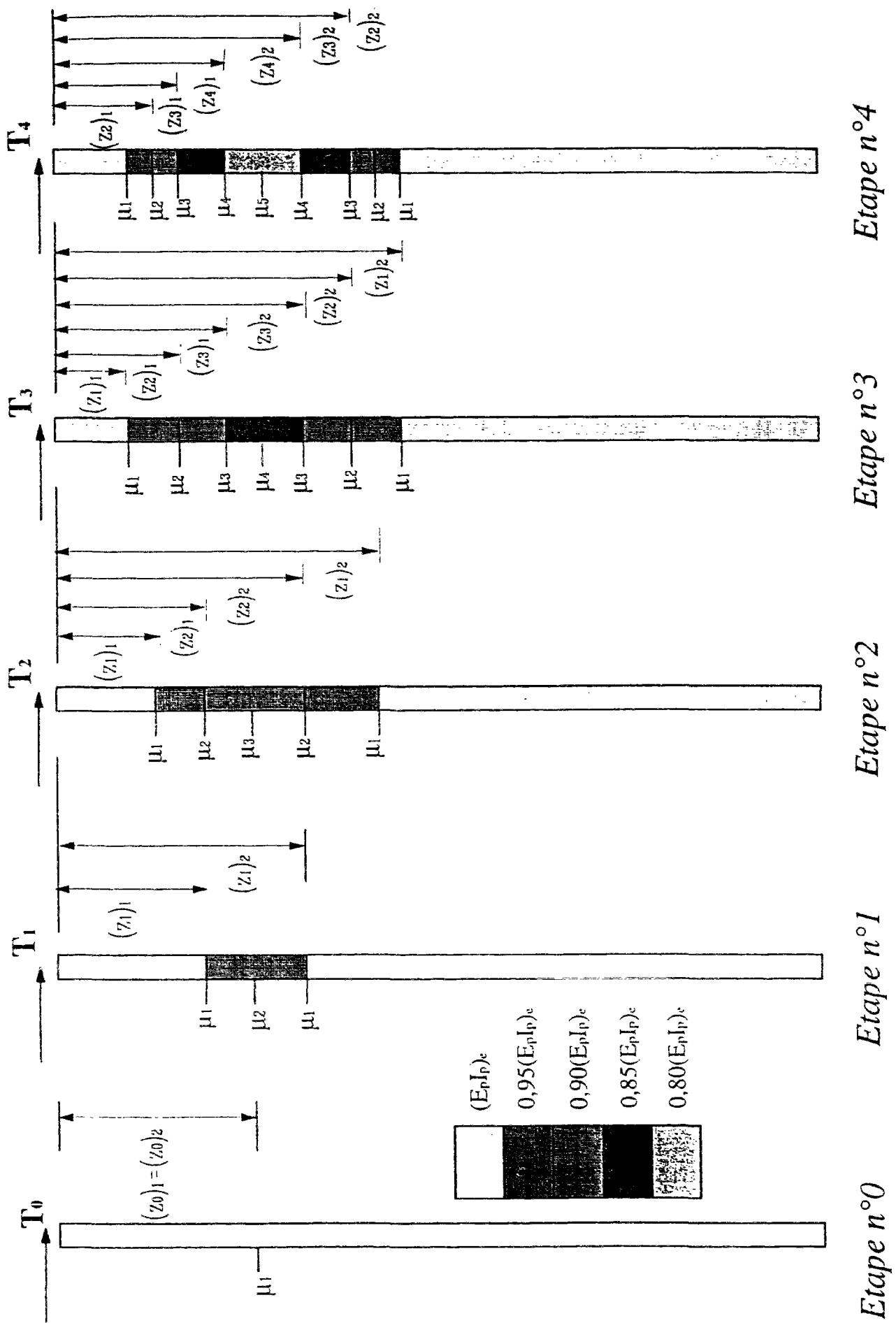


Fig. III.17 : Différentes étapes de l'application du modèle "Multizones"

## 5. Programme PILATEP

Le programme PILATE (voir § 2) traite uniquement de l'analyse d'un pieu élastique chargé latéralement. Pour appliquer le modèle élasto-plastique "Multizones", il est nécessaire d'avoir un outil qui peut changer automatiquement les rigidités à la flexion des différentes zones plastifiées du micropieu qui apparaissent au cours des différentes étapes de chargement. C'est le but principal du programme PILATEP, construit par extension du logiciel PILATE.

### 5.1. Procédure de calcul

Le programme PILATEP vérifie, à chaque incrément de charge donné, si le moment maximal calculé est inférieur à la limite élastique du moment  $\eta_e$  (approché par  $\eta_1 = \mu_1 \cdot \eta_e$ ). Si c'est le cas, il passe à l'incrément suivant sans changer la rigidité à la flexion du micropieu, donc en maintenant l'analyse élastique. Dans le cas contraire, il passe à l'analyse élasto-plastique, et donc au changement de la rigidité à la flexion du micropieu selon les différentes zones et en se basant sur la courbe adimensionnelle moment-déformation, c'est-à-dire qu'il applique les différentes étapes du modèle "Multizones".

A la fin de chaque incrément et de l'application du modèle "Multizones", PILATEP testera si le moment maximal est supérieur au moment plastique  $\eta_p$  (approché par  $\eta_0$ ). Si c'est le cas, le micropieu aura atteint la rupture (rotule plastique), donc on ne passera à l'incrément suivant. Pour les incréments suivants, les étapes du modèle "Multizones" seront, bien évidemment, poursuivies.

L'organigramme de PILATEP est donné à la figure III.18.

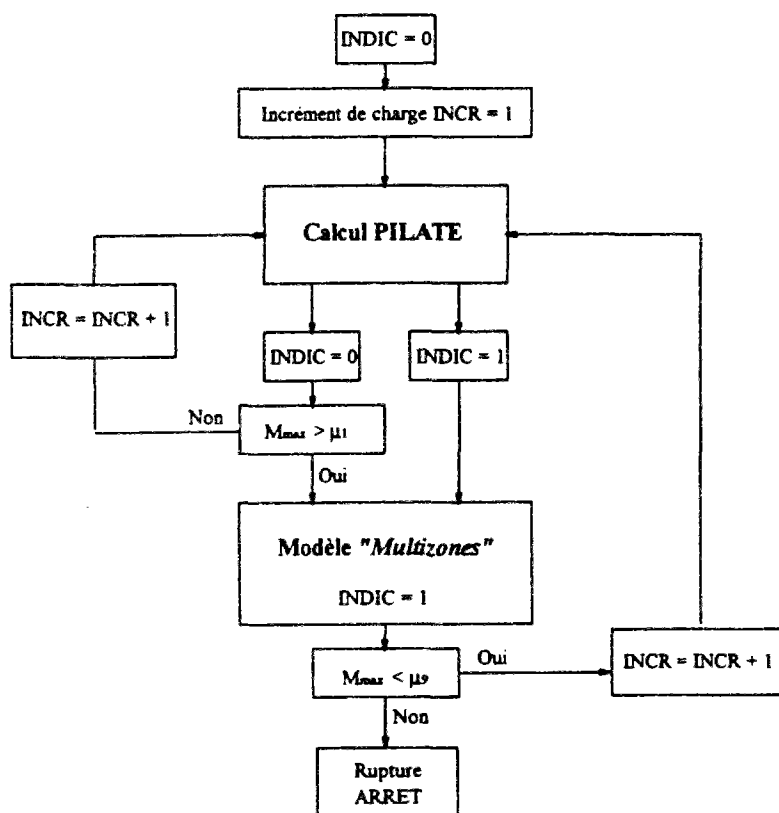


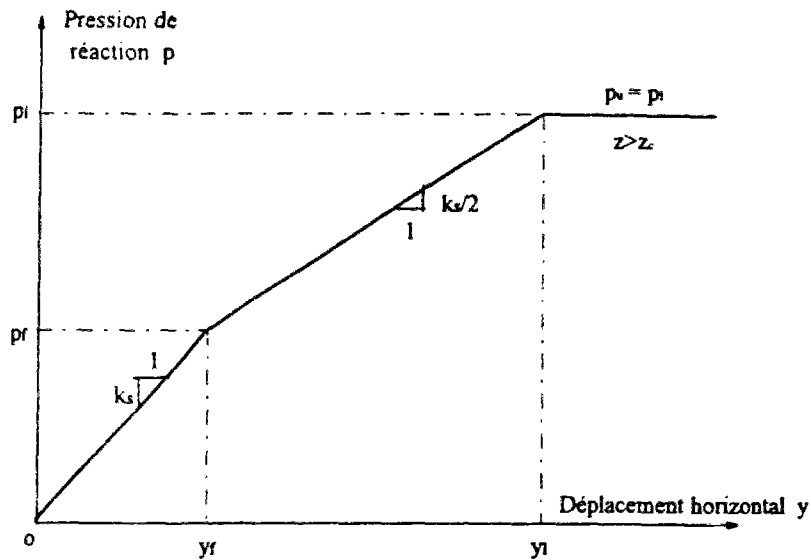
Fig. III.18 : Organigramme du programme PILATEP



## 5.2. Application

Pour étudier la plastification des micropieux, on considère quatre sols différents : un sable moyennement compact, un sable compact, une argile molle et une argile ferme.

Pour la courbe de réaction "p-y" du sol, on se base sur la prévision de cette courbe par MENARD (voir Partie A du Chapitre présent, § 3.2 et la figure III.19). Les caractéristiques pressiométriques de ces sols ainsi que les paramètres des courbes de réaction "p-y" sont données au tableau III.9. Ces courbes sont représentées à la figure III.20. Le diamètre du micropieu B, utilisé pour calculer  $k_s$  (et le module  $E_s=k_s \cdot B$ ) est pris égal à 10 cm, mais le diamètre de l'acier central est  $d = 3$  cm. La longueur du micropieu est  $L = 0,80$ m.



$$\begin{cases} \frac{1}{k_s} = \frac{2}{9 E_M} B_0 \left( 2,65 \frac{B}{B_0} \right) + \frac{\alpha}{6 E_M} B & ; \text{ pour } B > 0,60 \text{ m} \\ \frac{1}{k_s} = \frac{B}{E_M} \left( \frac{4 (2,65)^\alpha + 3\alpha}{18} \right) & ; \text{ pour } B < 0,60 \text{ m} \end{cases}$$

( $\alpha=2/3$  pour argiles et  $\alpha=1/2$  pour sables)

Fig. III.19 : Courbe de la réaction transversale du sol  
Méthode de MENARD

Type du sol	$E_M$ (kPa)	$p_l$ (kPa)	$p_f$ (kPa)	$(1/k_s) \times 10^{-6}$	$y_f$ (m) $\times 10^{-3}$	$y_1$ (m) $\times 10^{-3}$
Argile molle	4000	400	200	10,3	2,68	8,06
Argile ferme	24000	1300	650	2,23	1,45	4,35
Sable moyennement compact	10000	1400	700	3,63	2,54	7,62
Sable compact	38000	4800	2400	0,95	2,28	6,86

Tableau III.9 : Caractéristiques pressiométriques et paramètres des courbes de mobilisation de la réaction transversale (Méthode de MENARD)

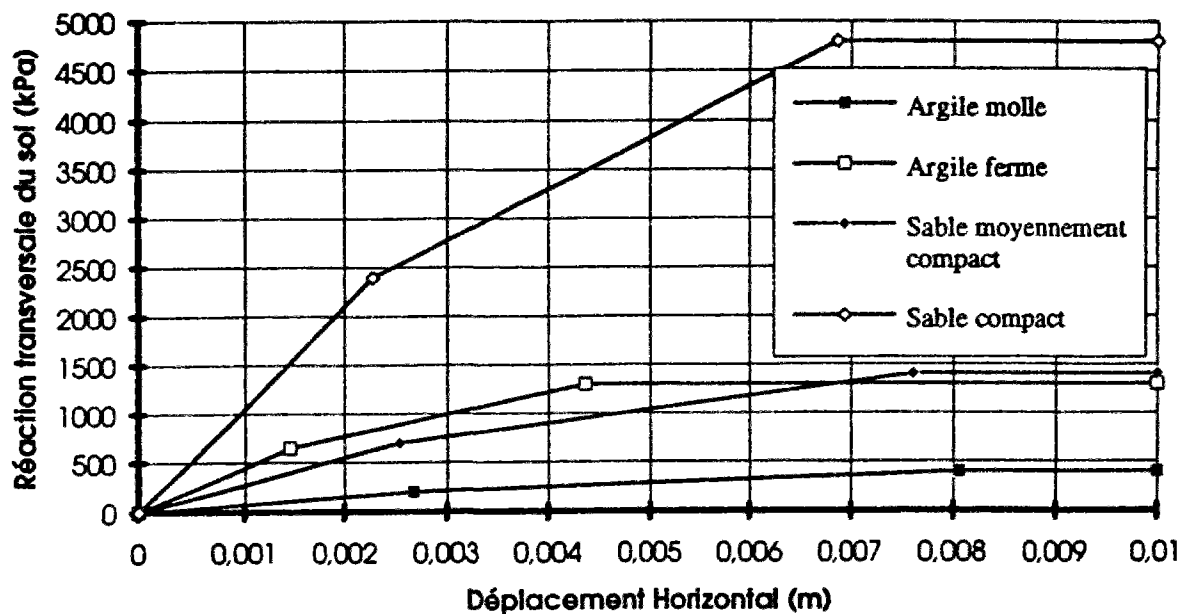


Fig. III.20 : Courbes de mobilisation de la réaction transversale

Les caractéristiques de l'acier central du micropieu sont :

- $E_p = 2,1 \times 10^8$  kPa
- $\sigma_e = 370$  MPa
- $I_p = 3,98 \times 10^{-8}$  m⁴

Les longueurs de transfert  $l_0 = [4(E_p I_p)_e / E_s]^{1/4}$  sont données au tableau III.10 (en phase élastique).

Type du sol	Longueur de transfert $l_0$ (m)	$L/l_0$
Argile molle	0,24	3,3
Argile ferme	0,17	4,7
Sable moyennement compact	0,19	4,2
Sable compact	0,13	6,1

Tableau III.10 : Longueurs de transfert du micropieu

Les résultats du calcul par PILATEP sont donnés à la figure III.21. On peut voir que la non-linéarité du sol commence à jouer, pour les quatre cas considérés, avant la plastification de l'acier.

Le déplacement en tête dans le cas de l'argile molle, au moment de la rupture du micropieu, est beaucoup plus grand que dans les autres cas; ceci s'explique par le fait que la réaction du sol dans ce cas est plus faible et la profondeur de sol plastifiée augmente très rapidement. Au contraire, les courbes du sable compact et de l'argile ferme sont plus raides et les déplacements sont plus petits.

La figure III.22 donne la profondeur du moment maximal en fonction de la valeur du moment maximal. On parcourt ces courbes de la gauche vers la droite lorsque l'effort horizontal appliqué en tête croît. On constate qu'en même temps que le moment croît sa position descend

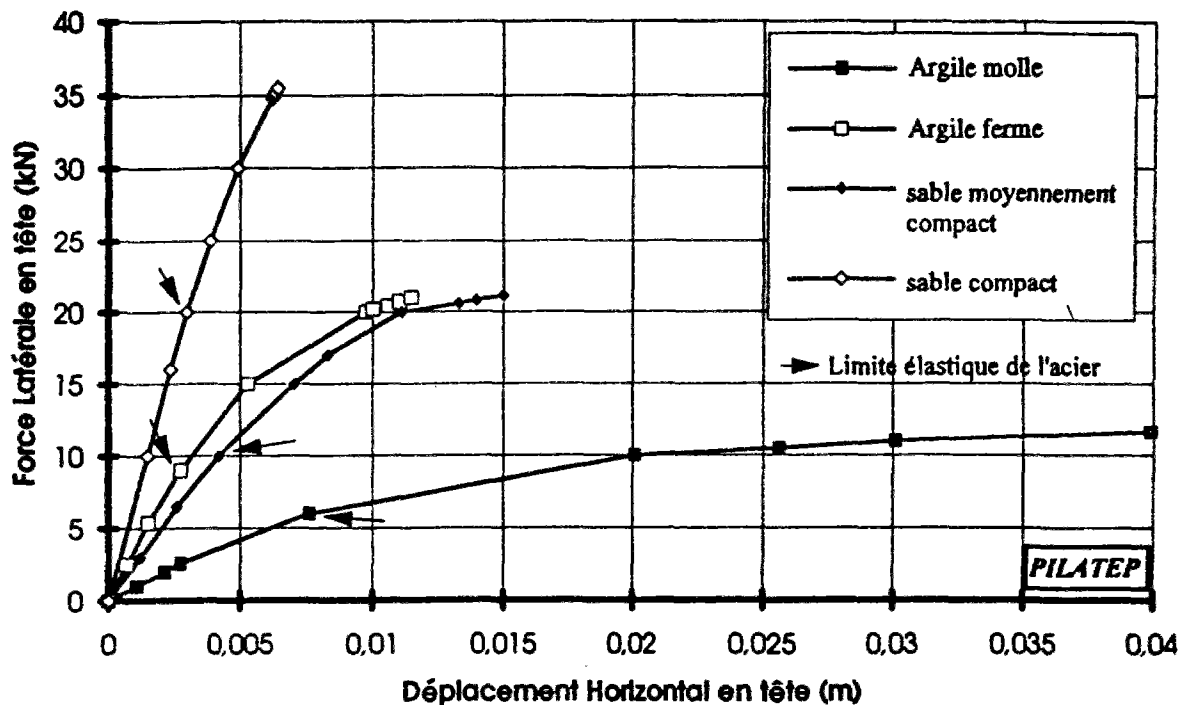


Fig. III.21 : Déplacement horizontal en tête du micropieu (Résultats obtenus par PILATEP) (AOUAMEUR, MALEKI et FRANK, 1994)

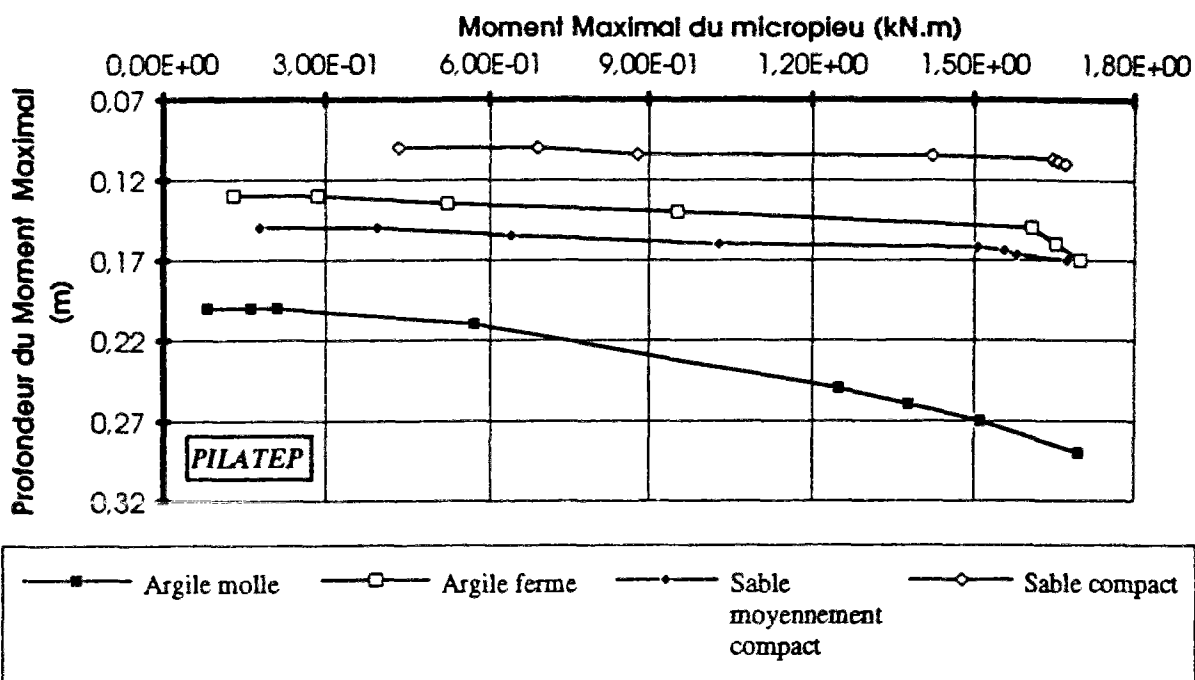


Fig. III.22 : Position du moment maximal (Résultats obtenus par PILATEP)

le long du micropieu. Notons que dans le cas du sol et du micropieu élastiques la profondeur du moment maximal est proche de  $(\pi/4)l_0$  puisque ces micropieux sont souples.

La figure III.23 montre l'évolution des limites supérieures  $(z_1)_1$  et inférieures  $(z_1)_2$  de la zone plastifiée. On constate, en fonction de l'augmentation de charge, la descente de la limite inférieure  $(z_1)_2$  et la montée de la limite supérieure  $(z_1)_1$ , bien évidemment.

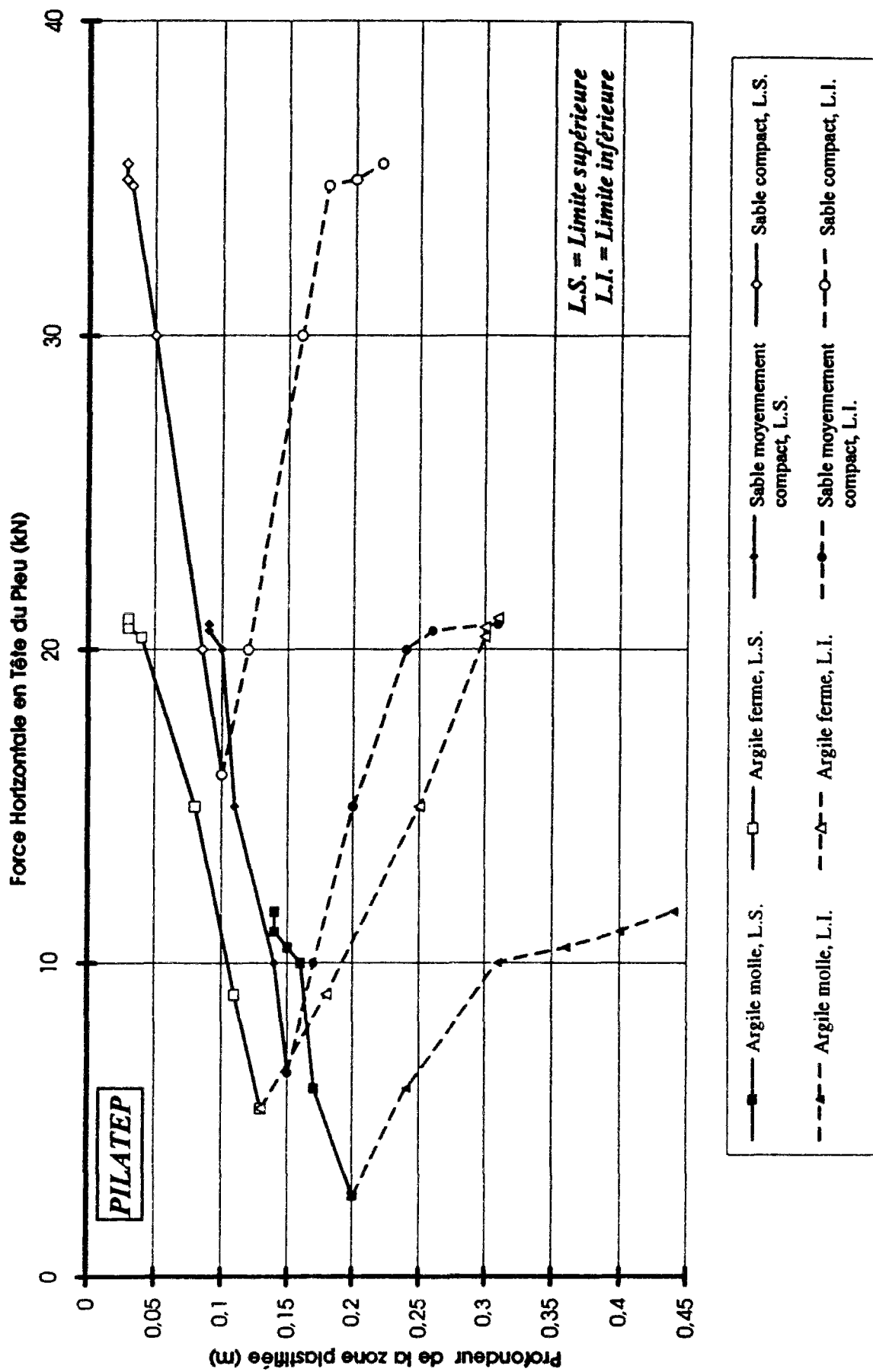


Fig. III.23 : Evolution des limites inférieures et supérieures de la zone plastifiée du micropieu (Résultats obtenus par PILATEP)

Enfin, la figure III.24 montre l'augmentation de la profondeur de sol plastifiée, à partir de la surface. On constate que la zone concernée est toujours située au-dessus du point du moment maximal.

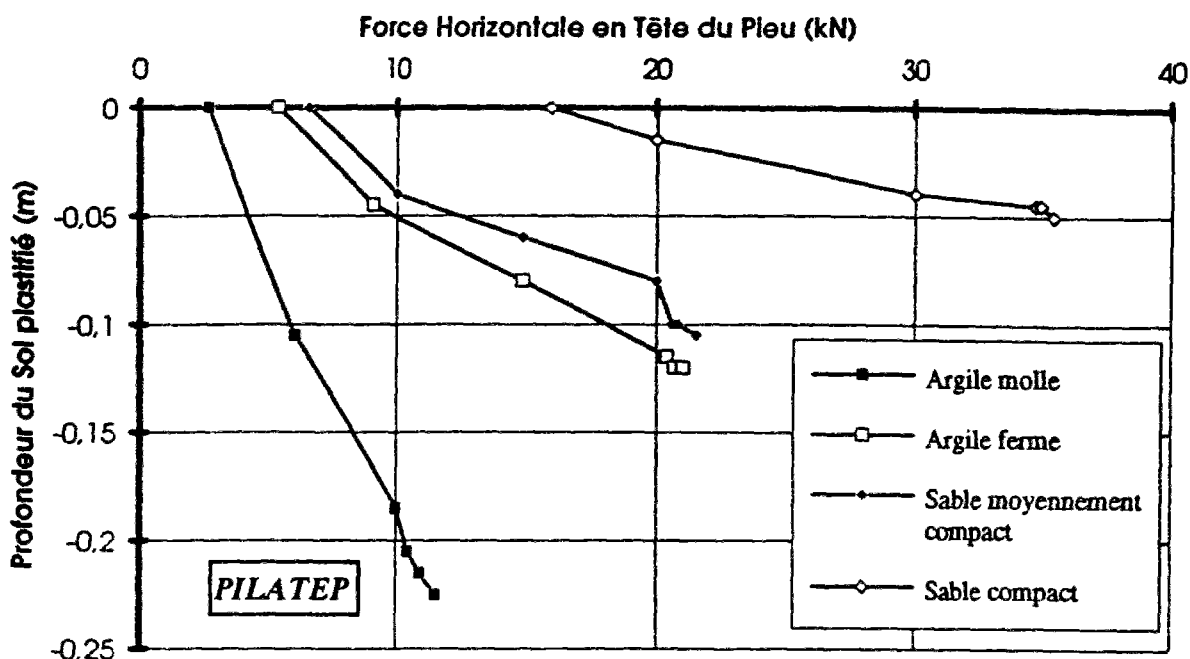


Fig. III.24: Evolution de la profondeur de sol plastifié le long du micropieu (Résultats obtenus par PILATEP)

## 6. Validation du modèle Multizones (programme PILATEP)

Afin de valider le programme PILATEP, on a comparé les résultats obtenus par ce logiciel avec ceux obtenus par le programme CESAR-LCPC qui est un code général de calcul par éléments finis (HUMBERT, 1988).

Les éléments principaux de calcul par CESAR, pour cette comparaison, sont les suivants :

1. Le micropieu est assimilé à l'élément de poutre bidimensionnel (Famille 3, PB2). Les caractéristiques géométriques et mécaniques de cet élément sont supposées constantes sur toute sa longueur. L'élément considéré a 2 noeuds. Chaque noeud a trois degrés de liberté. Il est à noter qu'avec la version 3.1.0. de CESAR (Oct. 93) que nous avons utilisée, l'élément de poutre est considéré comme élastique.

2. Le sol est modélisé par l'élément spécial de rigidité (Famille 10, SPxR). Cet élément a un seul noeud et modélise l'appui élastique. Il est caractérisé par la raideur du ressort dans la direction horizontale.

Puisqu'il n'y a aucun moyen automatique sur CESAR de changer la rigidité à la flexion le long du micropieu, ceci a été effectué "manuellement". La même procédure que pour le modèle "Multizones" dans PILATEP à été utilisée (voir § 4.2).

Les éléments qui modélisent le sol autour du micropieu sont toujours linéaires élastiques ; cela veut dire que l'on introduit uniquement la première partie de la courbe de mobilisation de la réaction transversale de la figure III.19 dans le programme PILATEP et dans CESAR; donc la courbe de mobilisation introduite est une droite infinie (Fig. III.25).

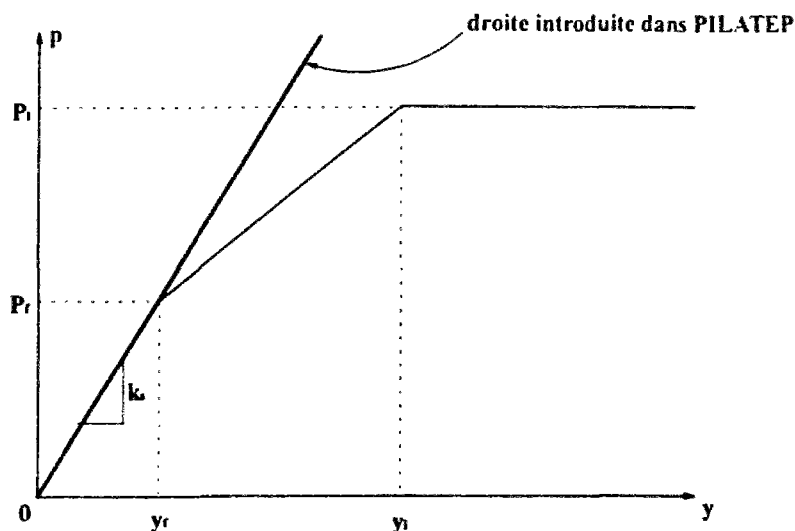


Fig. III.25 : Courbe de mobilisation de la réaction transversale introduite dans PILATEP afin de comparer ses résultats avec ceux obtenus par CESAR

Pour cette comparaison, on prend en compte les données numériques utilisées pour l'application de PILATEP concernant les sables moyennement compacts et compacts (voir § 5.2). Pour le micropieu, on a utilisé 80 éléments de longueur 1 cm dans CESAR et 80 tronçons de longueur 1 cm dans PILATEP. La figure III.26 compare les déplacements en tête du micropieu calculés par PILATEP et par CESAR.

On a également montré, sur la figure III.26, les résultats calculés par PILATE ; dans ce cas le micropieu est toujours élastique (c'est-à-dire sans changement des rigidités à la flexion).

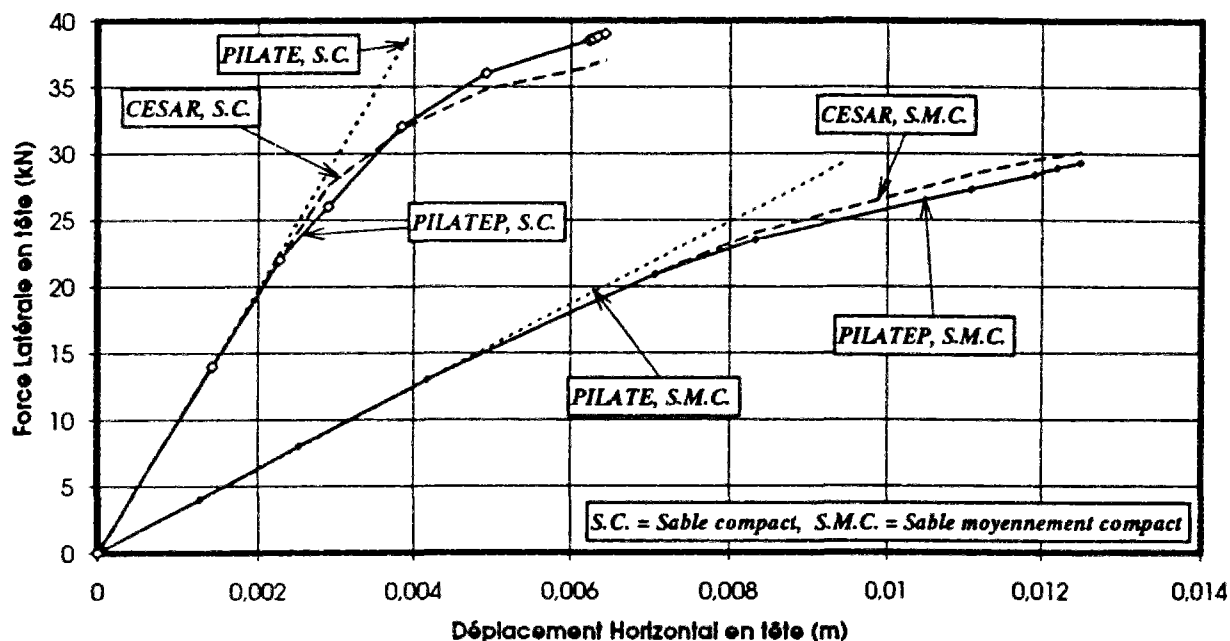


Fig. III.26 : Comparaison des résultats obtenus par PILATE, PILATEP et CESAR

On voit sur la figure III.26 une bonne concordance entre les résultats calculés par PILATEP et ceux calculés par CESAR et un écart entre ces deux derniers avec les résultats obtenus par PILATE. Les tableaux III.11 et III.12 comparent les déplacements en tête ( $y$ ) calculés par ces trois logiciels, pour plusieurs charges horizontales en tête ( $T$ ), dans les cas du sable moyennement compact et du sable compact respectivement.

T (kN)	y (cm) PILATE	y (cm) PILATEP	y (cm) CESAR	$\frac{y_{PILATEP} - y_{PILATE}}{y_{PILATEP}} \%$	$\frac{y_{PILATEP} - y_{CESAR}}{y_{PILATEP}} \%$
20,9	0,67	0,71	0,71	5,6	0,0
24,0	0,77	0,87	0,83	11,5	4,6
27,3	0,88	1,11	1,04	20,7	6,3
28,4	0,91	1,19	1,11	23,5	6,7
29,3	0,94	1,25	1,18	24,8	5,6

Tableau III.11 : Comparaison du déplacement en tête obtenu par trois logiciels PILATEP, PILATE et CESAR, dans le cas du sable moyennement compact

T (kN)	y (cm) PILATE	y (cm) PILATEP	y (cm) CESAR	$\frac{y_{PILATEP} - y_{PILATE}}{y_{PILATEP}} \%$	$\frac{y_{PILATEP} - y_{CESAR}}{y_{PILATEP}} \%$
27,5	0,27	0,31	0,29	12,9	6,4
31,8	0,32	0,38	0,38	15,8	0,0
34,8	0,35	0,46	0,49	23,9	-6,5
36,5	0,37	0,52	0,62	28,8	-19,2
36,7	0,37	0,53	0,63	30,2	-18,8
37,0	0,38	0,54	0,64	29,6	-18,5

Tableau III.12 : Comparaison du déplacement en tête obtenu par trois logiciels PILATEP, PILATE et CESAR, dans le cas du sable compact

Il est à noter que CESAR et PILATEP donnent des résultats légèrement différents en ce qui concerne la force de rupture (pour laquelle  $\eta_p$ , approché par  $\eta_g$ , est atteint). Le tableau III.13 compare les forces de rupture  $T_{rup}$  calculées par ces deux programmes.

Type du sol	$T_{rup}$ (kN) PILATEP	$T_{rup}$ (kN) CESAR	Différence %
Sable moyennement compact	29,3	30,1	2,7
Sable compact	39,0	37,0	5,4

Tableau III.13 : Comparaison des forces de la rupture calculées par PILATEP et CESAR

On compare sur les figures III.27 et III.28, pour les deux types de sables considérés, les limites supérieures ( $z_1$ )₁ et inférieures ( $z_1$ )₂ de la zone plastifiée dans le micropieu. On remarque que l'écart entre les résultats des deux logiciels est généralement maximum au moment de la

rupture du micropieu. Le tableau III.14 fournit quelques valeurs numériques de ces deux limites.

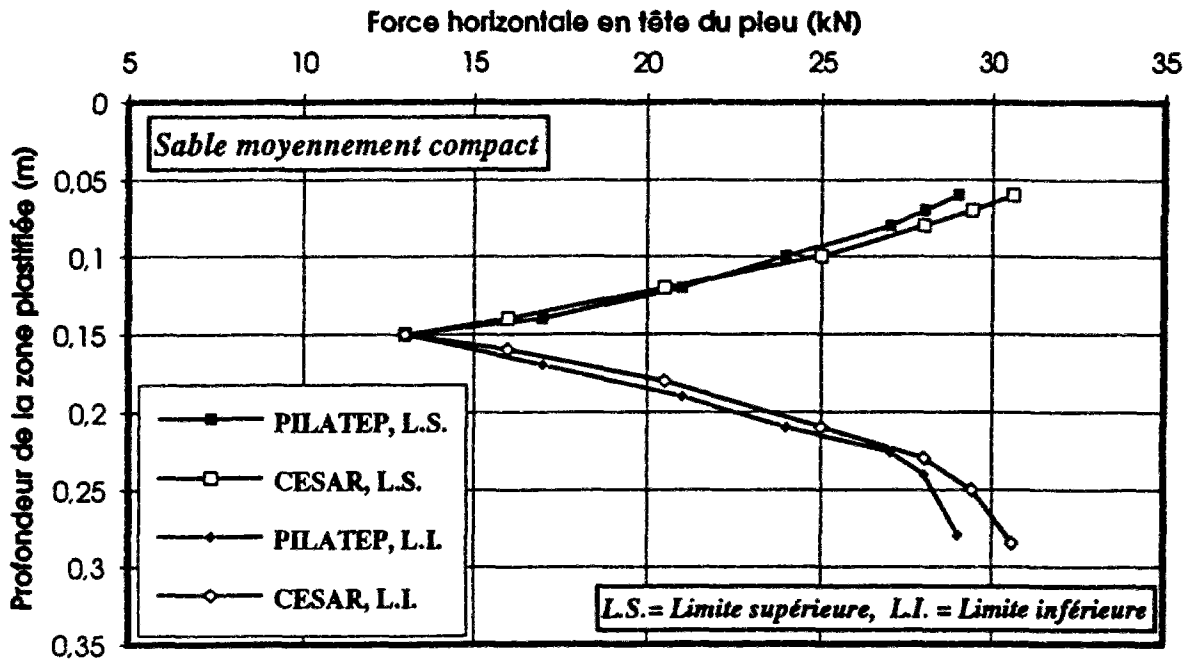


Fig. III.27 : Comparaison des limites supérieures  $(z_1)_1$  et inférieures  $(z_1)_2$  obtenues par PILATEP et CESAR pour la zone plastifiée dans le cas du sable moyennement compact

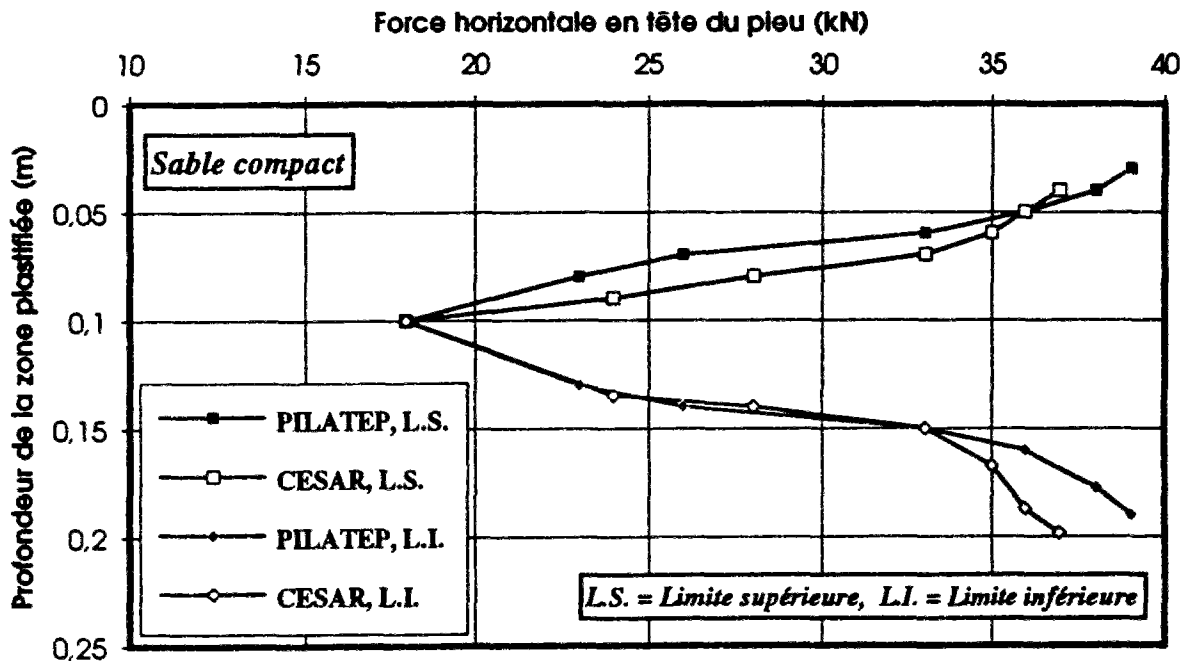


Fig. III.28 : Comparaison des limites supérieures  $(z_1)_1$  et inférieures  $(z_1)_2$  obtenues par PILATEP et CESAR pour la zone plastifiée dans le cas du sable compact



T (kN)	(z ₁ ) ₁ (cm) PILATEP	(z ₁ ) ₁ (cm) CESAR	(z ₁ ) ₂ (cm) PILATEP	(z ₁ ) ₂ (cm) CESAR
<i>Sable moyennement compact</i>				
21,0	12,0	11,8	19,0	18,2
27,0	8,0	8,7	22,6	22,7
29,3	6,0	7,1	28,0	24,8
<i>Sable compact</i>				
28,0	6,7	8,0	14,3	14,0
35,0	5,3	6,0	15,7	16,7
37,0	4,5	4,0	16,9	19,8

Tableau III.14 : Comparaison des résultats obtenus par PILATEP et CESAR

## 7. Application à des essais expérimentaux

Afin de tester le modèle Multizones et le programme PILATEP, on a appliqué la méthode pour interpréter les essais de MAHMOUD et BURLEY (1994).

MAHMOUD et BURLEY (1994) ont testé des pieux de petit diamètre, libres en tête et placés verticalement dans un sable saturé. Pour installer les pieux, une technique d'enfoncement par injection d'eau est utilisée. Une charge latérale est appliquée par un vérin hydraulique à déplacement contrôlé. Le schéma de l'appareillage est montré sur la figure III.29.

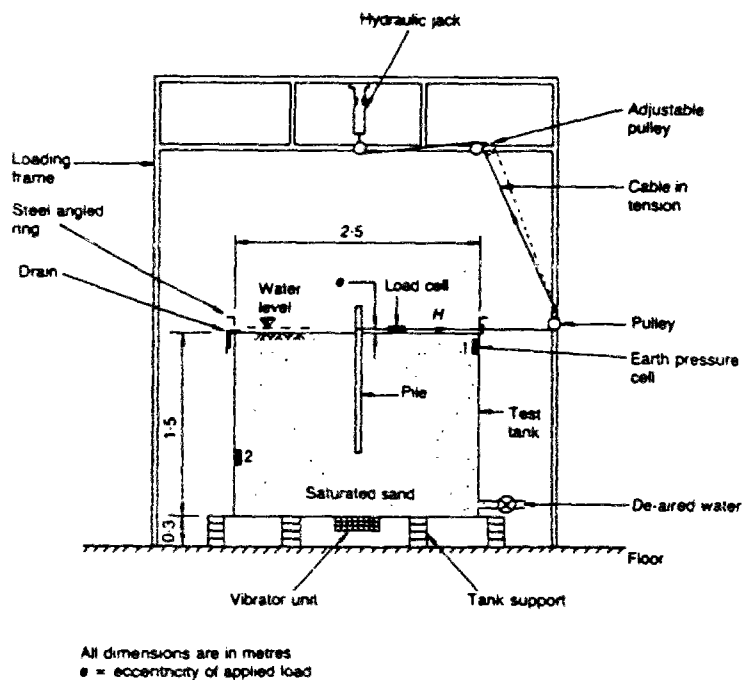


Fig. III.29 : Schéma de l'appareillage des pieux chargés latéralement MAHMOUD et BURLEY (1994)

Le tableau III.15 donne les caractéristiques mécaniques du sable et le tableau III.16 donne les caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux avec lesquels les essais ont été effectués.

Paramètre	Valeur
pooids spécifique	2,67
maximum de masse volumique sec	1,74 g/cm ³
minimum de masse volumique sec	1,42 g/cm ³
pooids spécifique déjaugé	9,87 kN/m ³
angle de frottement interne	37°
diamètre efficace	0;27 mm
coefficient d'uniformité	1,68
coefficient de repos ( $K_0$ )	0,4

Tableau III.15 : Caractéristiques mécaniques du sable utilisé par MAHMOUD et BURLEY (1994)

Type	Section	B (mm)	e (mm)	$E_p I_p$ (kNm ² )	$t_0$ (m)	Valeur de $L/t_0$				
						L=0,7 m	0,8 m	0,9 m	1 m	1,1 m
1	circulaire	38,4	5,33	15,8	0,317	2,21	2,52	2,83	3,15	3,47
2	circulaire	48,4	3,74	26,8	0,352	1,99	2,27	2,56	2,84	3,13
3	circulaire	61,2	3,74	57,0	0,409	1,74	2,00	2,24	2,49	2,74
4	rectangulaire	25,3	3,44	4,9	0,251	2,78	3,19	3,59	3,98	4,38
5	rectangulaire	40,0	4,12	25,7	0,349	2,00	2,29	2,58	2,87	3,15
6	rectangulaire	50,8	4,25	57,6	0,410	1,70	1,95	2,20	2,44	2,68

B : diamètre du pieu ou, dans le cas des sections rectangulaires, largeur frontale  
e : épaisseur  
 $E_p = 200 \times 10^6$  kPa, ( $\sigma_e = 370$  MPa, estimé)  
 $E_p I_p$  : rigidité à la flexion  
 $t_0 = (E_p I_p / n_h)^{1/5}$   
 $n_h = 14 \text{ ton/ft}^3 = 4926 \text{ kN/m}^3$ , proposé par TERZAGHI (1955)  
L : longueur du pieu d'essai

Tableau III.16 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux d'essai utilisés par MAHMOUD et BURLEY (1994) (Nous avons recalculé les valeurs de  $t_0$  et  $L/t_0$ .)

Pour chaque diamètre, cinq différentes longueurs ont été testées. Les valeurs de  $t_0 = (E_p I_p / n_h)^{1/5}$  ainsi que du rapport  $L/t_0$  données dans le tableau III.16 ont été recalculées par nous. Les valeurs de  $L/t_0$  indiquent que ces pieux d'essai sont intermédiaires entre souples et rigides (voir tableau III.2).

A chaque profondeur  $z$ , le coefficient de réaction  $k_s$  est déterminé par la relation  $k_s = n_b \cdot z/d$ . En utilisant la formule de la figure III.19, on peut déterminer la valeur du module pressiométrique  $E_M$  correspondante, à une profondeur donnée. Afin de construire la courbe de réaction "p-y" et déterminer la valeur  $p_i$ , on a pris le rapport  $E_M/P_i$  égale à 7 pour un sable normalement serré (Fascicule 62, Titre V, 1993).

Pour tester PILATEP, on a utilisé les pieux 1, 2 et 4 du tableau III.16 pour les trois longueurs : 0,7 m, 0,9 m et 1,1 m.

Afin de mieux comparer les mesures expérimentales avec les calculs numériques, on a effectué quatre calculs pour chaque pieux (tableau III.17).

Série de calcul	Logiciel	Courbe de réaction "p-y" introduite	Dénomination
1	PILATE	Linéaire	PILATE 'L'
2	PILATE	Non-linéaire	PILATE 'NL'
3	PILATEP	Linéaire	PILATEP 'L'
4	PILATEP	Non-linéaire	PILATEP 'NL'

Tableau III.17 : Différentes séries de calcul

Les résultats des quatre séries de calcul sont donnés aux tableaux III.18 (pour  $L = 0,7$  m), III.19 (pour  $L = 0,9$  m) et III.20 (pour  $L = 1,1$  m). Dans ces tableaux  $y$  est le déplacement en tête du pieu et  $T$  est la charge latérale correspondante.  $T_{100}$  correspond au déplacement horizontal en tête du pieu égal à son diamètre  $B$  ( $y/B = 100\%$ ). Les valeurs mesurées sont, en fait, les moyennes données par MAHMOUD et BURLEY sur les diamètres de pieux. Nous avons fait de même pour les valeurs calculées, c'est-à-dire que nous avons pris la moyenne sur les résultats des calculs pour les 3 diamètres (pieux n° 1, 2 et 4).

$y/B$ %	$T/T_{100} (L = 0,7 m)$ %				
	PILATE 'L'	PILATE 'NL'	PILATEP 'L'	PILATEP 'NL'	Mesuré
25	25,0	36,1	25,0	36,1	28,7
75	75,0	96,6	75,0	95,8	89,1
150	150,0	126,2	148,3	118,4	117,1

Tableau III.18 : Comparaison des résultats calculés avec les mesures ( $L = 0,7$  m)

$y/B$ %	$T/T_{100} (L = 0,9 m)$ %				
	PILATE 'L'	PILATE 'NL'	PILATEP 'L'	PILATEP 'NL'	Mesuré
25	25,0	38,3	25,0	38,3	31,3
75	75,0	90,2	75,0	83,4	84,1
150	150,0	128,3	141,3	119,3	122,9

Tableau III.19 : Comparaison des résultats calculés avec les mesures ( $L = 0,9$  m)

y/B %	T/T ₁₀₀ (L = 1,1 m) %				
	PILATE 'L'	PILATE 'NL'	PILATEP 'L'	PILATEP 'NL'	Mesuré
25	25,0	36,4	25,0	36,4	25,0
75	75,0	86,1	74,1	81,2	80,3
150	150,0	137,2	138,3	130,1	131,7

Tableau III.20 : Comparaison des résultats calculés avec les mesures (L = 1,1 m)

Les points importants sont :

1. Par le calcul, on a trouvé pour le pieu de longueur L = 0,7 m, un comportement de pieu court et pour le pieu de longueur L = 1,1 m, un comportement de pieu souple;
2. Pour tous les pieux jusqu'à y/B = 75%, on ne voit pratiquement pas de différence entre le calcul PILATE 'L' et PILATEP 'L', ce qui veut dire que le pieu n'a pas eu l'occasion de se plastifier lors de ces phases de calcul en sol élastique;
3. Pour y/B = 150%, le calcul PILATEP 'L' donne une valeur T/T₁₀₀ moins élevée que le calcul PILATE 'L'. Cette diminution est due à la plastification du pieu;
4. Pour y/B = 25%, les résultats des calculs PILATE 'NL' et PILATEP 'NL' sont également les mêmes, le pieu restant élastique;
5. Pour un déplacement relatif supérieur à y/B = 25%, la valeur T/T₁₀₀ calculée par PILATEP 'NL' est inférieure à celle calculée par PILATE 'NL'. Cette valeur calculée par PILATEP 'NL' est, dans tous les cas, la valeur (moyenne) la plus proche de la valeur (moyenne) mesurée.

Au travers de cette interprétation d'essais, on constate que l'application du modèle 'Multizones' avec prise en compte, également, de la non-linéarité du sol donne les résultats qui sont les plus concordants avec les mesures.

## 8. Conclusion

Dans les méthodes pratiques d'analyse des pieux chargés latéralement, le pieu est, en général, considéré toujours élastique. Cette hypothèse est acceptable jusqu'à la limite élastique du sol en tête du pieu. Au-delà de cette limite, normalement, le pieu n'est plus élastique.

Le modèle élasto-plastique "*Multizones*" et le programme *PILATEP* qui en est issu tiennent compte, d'une part, de la non-linéarité du micropieu au cours de l'augmentation de la charge latérale, en changeant progressivement la rigidité à la flexion dans les différentes zones plastifiées du micropieu, et d'autre part, de la non-linéarité du sol, en utilisant la méthode des fonctions transferts de charge (méthode "p-y").

Ce modèle peut déterminer, avec précision, les valeurs de l'effort tranchant, du moment fléchissant et du déplacement le long du micropieu, ainsi que, la variation de la position du

moment maximal le long du micropieu. Il donne toute satisfaction dans le cas d'essais de pieux à réponse non-linéaire (essais de MAHMOUD et BURLEY, 1994).

L'application du modèle "*Multizones*" n'est pas limitée au cas des micropieux circulaires. Il peut s'appliquer à toutes les formes de fondations profondes soumises à des efforts latéraux. Pour ce faire, il suffit de modifier *la courbe adimensionnelle moment-déformation* qui est introduite dans les données du programme *PILATEP*.

## **Chapitre IV**

### **Etude des groupes de micropieux sous charges verticales**



## Partie A

### Etude bibliographique sur le tassement des groupes de pieux

#### 1. Introduction

Le tassement d'un groupe de pieux est plus grand que celui d'un pieu isolé, identique aux pieux constituant ce groupe, soumis à une charge égale à la charge moyenne appliquée au groupe. Les pieux voisins causent un tassement supplémentaire par rapport au tassement que subirait le pieu, sous sa propre charge, s'il était isolé : c'est l'effet de groupe. En d'autres termes, en cas d'espacement faible entre les pieux dans un groupe, il faut prendre en compte l'interaction entre les pieux lors de l'analyse du tassement du groupe.

Le but de cette partie est de présenter, pour un groupe de pieux verticaux, les différentes méthodes de calcul de l'interaction sous charge axiale.

Tout d'abord, on évoque la méthode du continuum élastique, dans laquelle le sol est assimilé à un continuum élastique, homogène et isotrope. Dans cette méthode, la prise en compte de l'interaction entre les pieux peut être basée sur l'utilisation de la solution de MINDLIN (1936) qui permet de déterminer les déplacements, provoqués par une force ponctuelle, à l'intérieur d'un massif semi-infini. Il s'agit des méthodes de POULOS et de ses co-auteurs (POULOS, 1968a ; POULOS et HEWITT, 1986 ; POULOS et DAVIS, 1990), de YAMASHITA et al. (1987) et de BANERJEE (1970 et 1978), BUTTERFIELD et BANERJEE (1971) et DAVIES et BANERJEE (1978). Une autre manière de prendre en compte cette interaction est proposée par RANDOLPH et WROTH (1979), à partir du modèle élastique de cisaillement d'anneaux concentriques (avec variation logarithmique du tassement du pieu par rapport à la distance ; FRANK, 1974).

Le seconde grande catégorie de méthodes est basée sur l'utilisation des "fonctions de transfert de charge" pour le comportement des pieux individuels (ou courbes de mobilisation des efforts; voir le chapitre précédent), combinée avec celle du continuum élastique pour prendre en compte l'effet de groupe : on parle, alors, de modèle "hybride". Dans cette catégorie, on présente la méthode de O'NEILL et al. (1977, 1980) qui modifie directement les courbes de mobilisation du frottement latéral du pieu isolé, par l'application de la solution de MINDLIN, afin d'évaluer l'effet de groupe. Ensuite, on évoque les méthodes où l'interaction entre les pieux du groupe est prise en compte dans la matrice de comportement généralisée du groupe, sans modification des courbes du pieu isolé (CHOW, 1986a et b ; LEE, 1993a et b).

Bien que l'utilisation de la méthode des éléments finis ne soit pas, pour diverses raisons, une méthode courante de calcul des tassements de cas spécifiques de groupes de pieux, on rapporte, ici, quelques études générales menées grâce à elle (OTTAVIANI, 1975 ; DESAI et APPLE, 1976 ; MUQTADIR et DESAI, 1981, 1986).



Enfin, on évoque les méthodes empiriques qui sont faciles et rapides à appliquer pour calculer le tassement des groupes de pieux : les méthodes de SKEMPTON (1953), VESIC (1969) et MEYERHOF (1976), la méthode du pieu équivalent (POULOS, 1992b), ainsi que celle du radier général équivalent (SOWERS, 1979 ; TOMLINSON, 1987 et BOWLES, 1988).



$E_p$  : module d'Young du pieu,

$[I_p]$  : matrice d'action du pieu de dimension  $(n+1)^2$

$$[I_p] = \begin{bmatrix} -1 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 2 & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 & -2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 2 & 2 & -5 & 3,2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \frac{-4f}{3} & 12f & \frac{-32f}{3} \end{bmatrix}$$

$f = L/\pi d R_A$ , avec : L la longueur du pieu, d le diamètre du pieu et  $R_A = 1$ , pour une section pleine.

$$\{Y\} = \begin{Bmatrix} \left( \frac{p}{\pi d^2} \right) \left( \frac{n}{L/d} \right) \\ 0 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Pour le pieu résistant en pointe :

$$\begin{aligned} \{p\rho\} = & - \left\{ \frac{1}{E_p R_A} [D_p] + \left( \frac{\pi (1-v_b^2)}{E_b} \right) \left( \frac{L}{n} \right) \left( \frac{d}{d_b} \right) [X] \right\} \cdot \{p\} + \\ & \frac{4P}{E_p R_A \pi d^2} \cdot \{h\} + \left( \frac{P}{d} \right) \left( \frac{1-v_b^2}{E_b} \right) \left( \frac{d}{d_b} \right) \{w\} \end{aligned} \quad (IV.2)$$

où

$[D_p]$  : matrice de facteurs du déplacement du pieu de dimension  $n \times n$ .

$D_{pij} = 4\delta h_j d$ , pour  $i \leq j$  et  $4\delta h_i d$ , pour  $i \geq j$ ,  
 $h_i$  et  $h_j$  : distance entre le substratum et les points  $i$  et  $j$  (Fig. IV.2),  
 $\{h\}$  : vecteur des valeurs de  $h_i$  de dimension  $n$ ,  
 $[X]$  : matrice dont les composantes sont toutes égales à 1 de dimension  $n \times n$ ,  
 $\{p\}$  : vecteur des valeurs de  $p_j$ ,  
 $\{w\}$  : vecteur dont les composantes sont toutes égales à 1 de dimension  $n$ ,  
 $\nu_b$  : coefficient de Poisson du substratum,  
 $E_b$  : module d'Young du substratum,  
 $d_b$  : diamètre de la pointe du pieu.

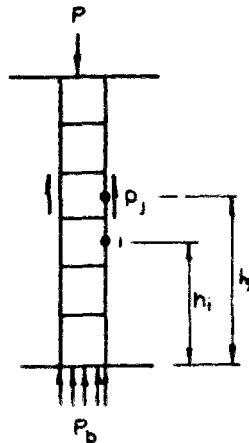


Fig. IV.2 : Pieu résistant en pointe

Le déplacement du sol pour un pieu flottant s'écrit de la manière suivante :

$$\{s, \rho\} = \frac{d}{E_s} [{}_1I + {}_2I] \{p\} \quad (IV.3)$$

où :  $\{s, \rho\}$  : vecteur du déplacement du sol,  
 $\{p\}$  : vecteur des contraintes de cisaillement,  
 $[{}_1I + {}_2I]$  : matrice des facteurs d'influence du déplacement, contenant les composantes  ${}_1I_{ij} + {}_2I_{ij}$

avec :  ${}_1I_{ij}$ ,  ${}_2I_{ij}$  : facteur d'influence du déplacement sur l'élément  $i$  du pieu 1 causé par la contrainte de cisaillement sur l'élément  $j$  du pieu 1 et l'élément  $j$  du pieu 2 respectivement.

Les valeurs  ${}_1I_{ij}$  et  ${}_2I_{ij}$  sont obtenues par l'intégration des équations de MINDLIN pour un déplacement vertical dans un massif semi-infini. Dans le cas du pieu résistant en pointe, une correction est obtenue en utilisant une méthode de "image-miroir" suggérée par D'APPOLONIA et ROMUALDI (1963).

En supposant l'égalité du déplacement du pieu (Eq. IV.1 ou IV.2) et celui du sol (Eq. IV.3), la résolution du système d'équations donne les contraintes de cisaillement et les déplacements le long du pieu considéré. L'analyse de l'ensemble des deux pieux est donc identique à celle d'un pieu isolé, à ceci près que la matrice d'influence de déplacement du sol contient la

contribution de l'autre pieu. Le résultat de cette analyse est exprimé par un facteur d'interaction  $\alpha_F$ , défini par :

$$\alpha_F = \frac{\text{tassement supplémentaire causé par le pieu voisin}}{\text{tassement du pieu sous sa charge propre}} \quad (\text{IV.4})$$

où le pieu et le pieu voisin sont identiquement chargés.

POULOS et DAVIS (1990) présentent les valeurs de  $\alpha_F$ , le facteur d'interaction pour un pieu flottant, sous la forme d'abaques, pour différentes valeurs de  $K (=E_p/E_s)$ , facteur de rigidité pieu-sol),  $L/d$  et  $s/d$  ( $s$  est l'entre-axes entre les deux pieux) (Fig. IV.3). Ils ont proposé un coefficient correcteur pour l'effet du substratum  $N_h$  (Fig. IV.4), le facteur d'interaction étant alors calculé par  $\alpha = \alpha_F N_h$ . Les auteurs ont également donné des corrections pour le coefficient de Poisson, pour la variation du module d'Young du sol le long du pieu, pour une pointe élargie, ainsi que pour la compressibilité du sol en pointe.

Afin de déterminer l'influence de l'ensemble des pieux au voisinage d'un pieu donné dans un groupe, POULOS propose de superposer les différents facteurs d'interaction avec chacun des pieux voisins. Dans le cas où les charges ne sont pas uniformes sur les pieux de groupe, on aboutit à l'équation générale :

$$\rho_k = \rho_1 \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n (P_j \cdot \alpha_{kj}) + \rho_1 P_k \quad (\text{IV.5})$$

où  $\rho_1$  est le déplacement du pieu isolé considéré ( $k$ ) sous la charge unité,  $P_j$  la charge sur le pieu  $j$  et  $\alpha_{kj}$  le facteur d'interaction entre les pieux  $k$  et  $j$ . Le système peut être résolu dans deux cas :

- les charges sur les pieux sont identiques (semelle de liaison flexible) : les inconnues restant à déterminer sont les  $\rho_k$ , les charges étant  $P_k = P_G/n$  où  $P_G$  est la charge totale du groupe de pieux;
- la semelle de liaison est rigide : les tassement  $\rho_k$  sont identiques,  $\rho_k = \rho_G$ ; par ailleurs  $P_G = \sum_{j=1}^n P_j$  et on doit déterminer les  $(n+1)$  inconnues qui sont  $\rho_G$  (le tassement du groupe) et  $P_j$ .

POULOS HEWITT (1986) ont étudié l'interaction entre des pieux d'un groupe qui ne sont pas identiques. Sous charge statique, ils ont envisagé l'effet des pieux à pointe élargie, celui des pieux de différentes longueurs et également l'effet de pieux défectueux dans un groupe. Dans tous ces trois cas et sous la charge de service, les auteurs ont trouvé que l'influence de cet effet sur le tassement, est comparativement moins élevé que pour un groupe contenant des pieux identiques, mais sous charge de rupture, cette influence est plus grande.

La méthode de POULOS contient l'intégration numérique et analytique le long et autour du pieu associée à la détermination de coefficients de flexibilité discrets aux noeuds, obtenus par distribution continue des contraintes de cisaillement. Cette procédure est rigoureuse mais longue. Une approximation est développée par El-SHARNOUBY et NOVAK (1985) qui évite la nécessité d'intégration double des équations de MINDLIN et réduit le temps de calcul. Leur approche génère les coefficients de flexibilité des noeuds par l'application de charges discrètes ponctuelles à ces noeuds. Ces coefficients sont proches de ceux obtenus par la distribution continue des contraintes de cisaillement.

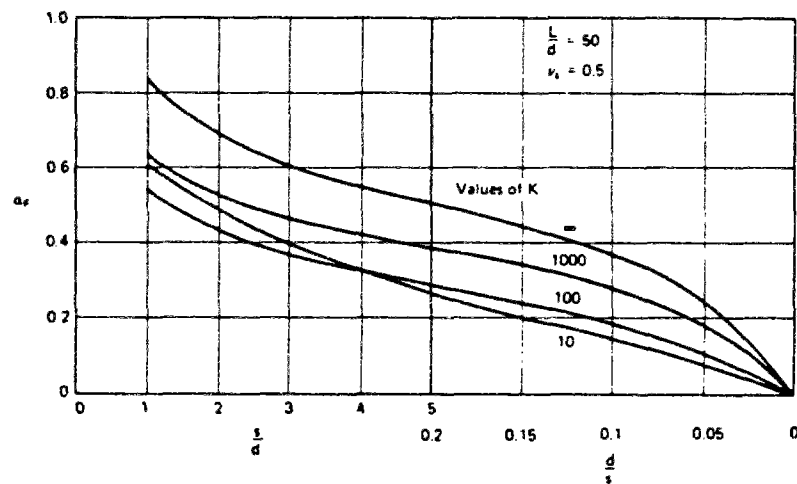
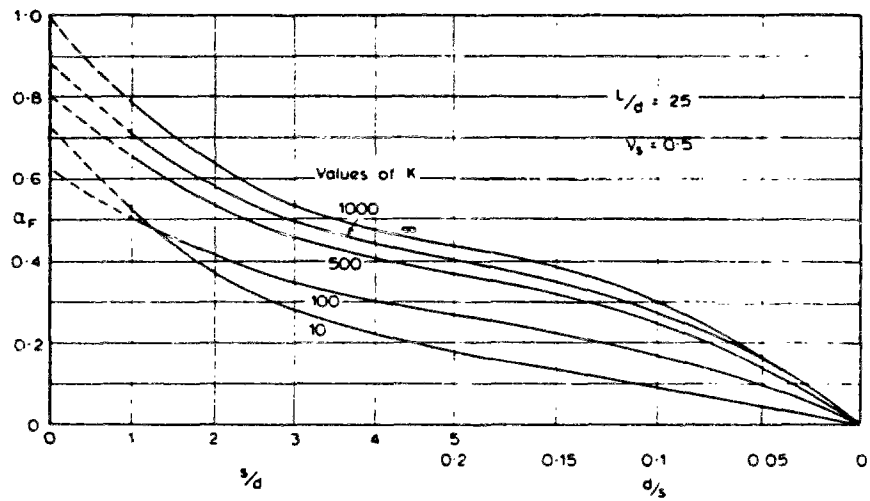
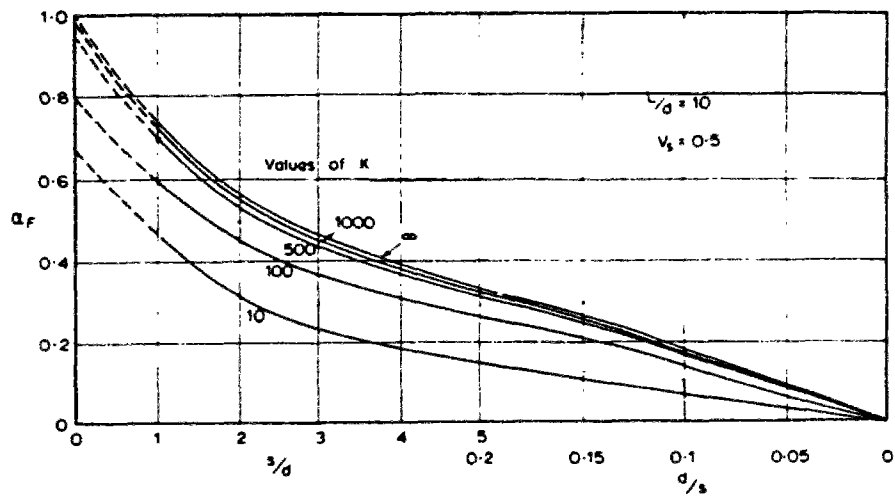


Fig. IV.3 : Facteur d'interaction  $\alpha_F$ , pour un pieu flottant,  $\nu_s=0,5$  (POULOS et DAVIS, 1990)

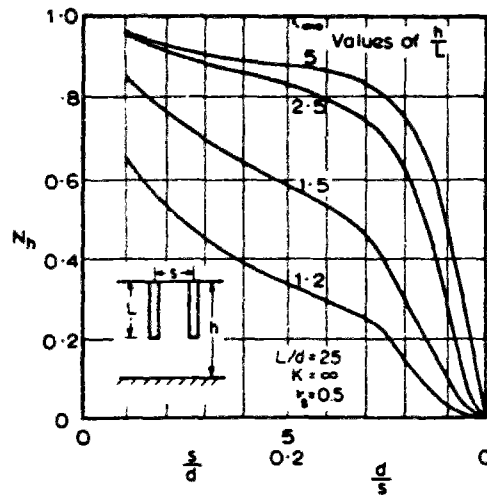


Fig. IV.4 : Coefficient correcteur pour l'effet du substratum (POULOS et DAVIS, 1990)

Par ailleurs, DAVIS et POULOS (1972) ont présenté une méthode de calcul pour les fondations mixtes (radier général avec pieux). Le principe de calcul est similaire à celui qui est appliqué plus haut pour les groupes de pieux, c'est-à-dire la superposition des facteurs d'interaction entre un pieu donné avec chacun des pieux voisins. Ici, l'élément de base est un pieu attaché à une casque circulaire en tête, reposant sur la surface du sol. Le facteur d'interaction pour un ensemble de deux éléments est défini de la même manière que pour les groupes de pieux libres en tête (sans casque).

## 2.2. Méthode du pieu équivalent

POULOS (1968a) propose de remplacer un groupe de pieux par un pieu équivalent ayant un tassement identique au groupe original. Cette manière de calculer est, bien entendu, utile quand l'interaction entre groupes de pieux est recherchée, ou lorsque le tassement du groupe est essentiellement provoqué par l'existence d'une couche de sol compressible sous le groupe.

Deux types d'approximation sont possibles :

- soit de prendre un pieu avec la même surface latérale que celle du groupe, mais avec une profondeur équivalente  $L_e$ , différente de celle du groupe  $L$ ;
- soit de prendre un pieu avec la même longueur  $L$  que celle des pieux constituant le groupe, mais avec un diamètre équivalent  $d_e$ .

Pour un groupe flottant incompressible, les valeurs de  $L_e/L$ , obtenues par POULOS, sont données à la figure IV.5. La longueur  $L_e$ , pour le pieu équivalent, est donc déterminée en égalisant le tassement du groupe de pieux (décrit plus haut) avec celui du pieu isolé de longueur  $L_e$ . Pour la majorité des cas pratiques,  $L_e/L$  varie entre 0,6 et 0,9.

La deuxième approximation est utilisée lorsque les pieux traversent des sols ou reposent sur des sols de caractéristiques différentes. Les relations entre  $d_e/B$  et  $s/d$  sont données à la figure IV.6 (POULOS et DAVIS, 1990) ( $B$  est la largeur moyenne des pieux du groupe, c'est-à-dire la racine carrée de la somme des surfaces des pieux du groupe). Il faut noter que le pieu équivalent, pour utiliser cette figure, a le même facteur de rigidité relative  $k=E_p/E_s$ , que le groupe initial.

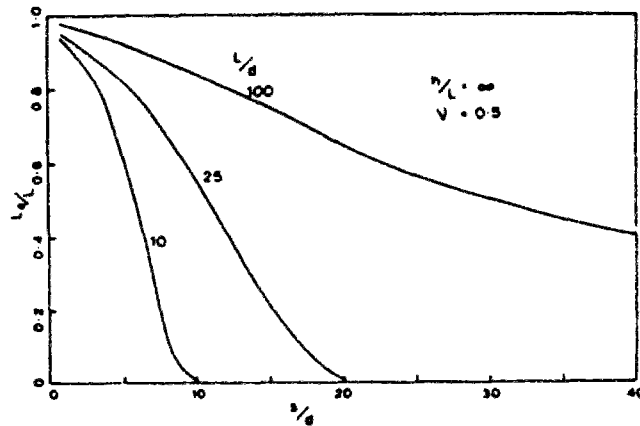


Fig. IV.5 : Longueur équivalente d'un pieu isolé pour le même tassement que celui du groupe (POULOS, 1968a)

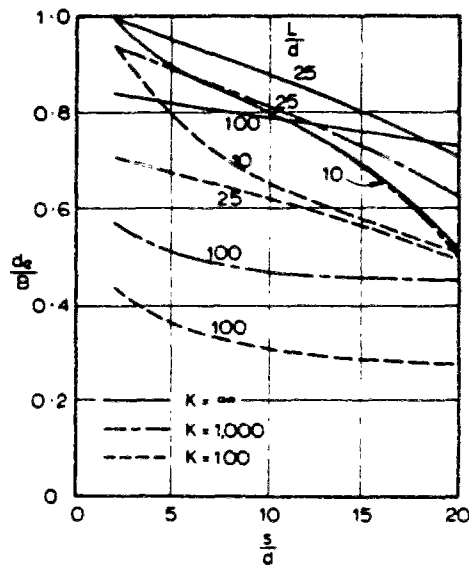


Fig. IV.6 : Diamètre du pieu équivalent, représentant le groupe de pieux (POULOS et DAVIS, 1990)

Le même processus peut être utilisée pour des pieux résistants en pointe. Dans le cas d'un groupe de pieux incompressibles, dont la pointe repose sur un substratum rigide, les deux approximations donnent un pieu équivalent ayant la même surface totale et la même longueur que les pieux originaux. Par ailleurs, pour les pieux compressibles reposant sur une couche non rigide, le pieu équivalent est intermédiaire entre le cas précédent et la situation des pieux complètement flottants.

### 2.3. Méthode de YAMASHITA et al.

YAMASHITA et al. (1987) ont modifié la méthode de POULOS afin de tenir compte d'un sol multicouche ainsi que de la non-linéarité du sol.



Afin de pouvoir utiliser les équations de MINDLIN, si les modules d'Young des couches de sols sont très différents, les auteurs proposent une méthode par pondération, pour calculer des modules moyens équivalents. En ce qui concerne la prise en compte de la non-linéarité du sol, une variation hyperbolique avec les forces d'interaction, est utilisée pour les facteurs d'influence issus des équations de MINDLIN.

Les auteurs comparent les résultats de la méthode de POULOS, avec l'utilisation de la valeur moyenne algébrique des modules d'Young des deux couches pour lesquelles on détermine le facteur d'interaction, avec ceux de la méthode des équations intégrales (BANERJEE et DAVIES, 1977). Cette comparaison montre une différence de 25%.

Par ailleurs, la comparaison des résultats de cette méthode de POULOS et ainsi que de la méthode modifiée, d'une part, avec des résultats obtenus par la méthode des éléments finis, d'autre part, montre une différence de 15% pour le tassement de la tête et de la pointe du pieu. Au travers de cette comparaison, les auteurs ont trouvé que la différence entre le module équivalent, proposé par POULOS, et le module, déterminé par la méthode modifiée (de pondération), influence les résultats du calcul de moins de 10%.

En ce qui concerne la distribution des charges le long du pieu, YAMASHITA et al. (1987) ont remarqué que lorsqu'il y a une variation rapide du module d'Young du sol le long du pieu, l'accord entre les résultats de la méthode des éléments finis est meilleur avec les résultats de cette méthode modifiée qu'avec ceux de la méthode de POULOS.

#### 2.4. Méthode de RANDOLPH et WROTH

La méthode est fondée sur la superposition de champs de déplacement de pieux individuels et considère séparément le comportement moyen du fût et le comportement sous la base des pieux (RANDOLPH et WROTH, 1979). Les champs de déplacement sont déterminés au moyen de la solution analytique approchée obtenue pour un pieu isolé sous charge verticale (RANDOLPH et WROTH, 1978).

On admet que le sol est un matériau élastique caractérisé par un module de cisaillement qui est constant ou varie linéairement en fonction de la profondeur, et par un coefficient de Poisson supposé constant.

En considérant un groupe de deux pieux rigides, le tassement de chacun de ces deux pieux est la somme du tassement due à sa charge propre ( $w_1$ ) et celui causé par le pieu voisin ( $w_2$ ). A mi-profondeur du pieu, les auteurs écrivent donc :

$$w_s = w_1 + w_2 = \frac{\tau_0 r_0}{G} \left[ \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) + \ln\left(\frac{r_m}{s}\right) \right] \quad (\text{IV.6})$$

où  $r_0$  est le rayon du pieu,  $\tau_0$  la contrainte de cisaillement sur la surface latérale du pieu,  $G$  le module de cisaillement du sol et  $s$  l'entre-axes entre deux pieux.  $r_m$  est le rayon d'influence du pieu, à partir duquel on suppose que le pieu n'a plus d'influence et la valeur de la contrainte de cisaillement devient négligeable. Les auteurs ont proposé une valeur moyenne pour le rayon d'influence  $2.5L(1-\nu)$  avec  $L$  la longueur du pieu et  $\nu$  le coefficient de Poisson.

Dans le cas d'un sol variant linéairement avec la profondeur, les auteurs définissent le rapport  $\rho$  du module de cisaillement à mi-profondeur du pieu  $G_{L/2}$  (à  $z=L/2$ ) à celui en pointe  $G_L$  (à  $z=L$ ), et le rayon d'influence est obtenu par la formule  $r_m=2,5\rho L(1-\nu)$ .

Le rapport charge-déplacement pour chaque fût de pieu est alors :

$$\frac{P_s}{G_L r_0 w_s} = \frac{2\pi \rho}{\zeta + \ln\left(\frac{r_m}{s}\right)} \frac{L}{r_0} \quad (IV.7)$$

où  $P_s$  est la charge prise par le fût (frottement latéral) et  $\zeta = \ln(r_m/r_0)$ .

De la même manière, le tassement sous la pointe ( $w_b$ ) est composé de deux parties et s'écrit dans un sol homogène :

$$w_b = w_1 + w_2 = \frac{P_b(1-\nu)}{4r_0 G} \left(1 + \frac{cr_0}{s}\right) \quad (IV.8)$$

où  $P_b$  est la charge en pointe et  $c=2/\pi$ .

Le rapport charge-déplacement pour chaque pointe de pieu s'écrit, d'une manière générale :

$$\frac{P_b}{G_L r_0 w_b} = \frac{4}{1-\nu} \frac{s}{r_0 c + s} \quad (IV.9)$$

RANDOLPH et WROTH obtiennent, alors, le rapport charge-déplacement pour chacun des deux pieux rigides ( $w_b=w_s$ ), chargés identiquement :

$$\left(\frac{P_t}{G_L r_0 w_t}\right)_2 = \frac{4}{1-\nu} \frac{s}{r_0 c + s} + \frac{2\pi \rho}{\zeta + \ln(r_m/s)} \frac{L}{r_0} \quad (IV.10)$$

où  $P_t=P_s+P_b$  est la charge totale sur chacun des pieux. Le tableau IV.1 donne ce rapport pour les groupes constitués de 2, 3 et 4 pieux

Groupe de pieux	Rapport charge-tassement d'un pieu du groupe
• •	$\frac{4}{1-\nu} \frac{s}{r_0 c + s} + \frac{2\pi \rho}{\zeta + \ln(r_m/s)} \frac{L}{r_0}$
• • •	$\frac{4}{1-\nu} \frac{s}{2r_0 c + s} + \frac{2\pi \rho}{\zeta + 2 \ln(r_m/s)} \frac{L}{r_0}$
• • • •	$\frac{4}{1-\nu} \frac{s}{2,707 r_0 c + s} + \frac{2\pi \rho}{\zeta + \ln\left[r_m^3 / \sqrt{2s^3}\right]} \frac{L}{r_0}$

Tableau IV.1 : Rapport charge-tassement d'un pieu du groupe (RANDOLPH et WROTH, 1979)

RANDOLPH et WROTH définissent un facteur d'interaction ( $\alpha_v$ ) comme dans la méthode de POULOS :

$$\left( \frac{Gr_0 w_i}{P_i} \right)_2 = (1 + \alpha_v) \left( \frac{Gr_0 w_i}{P_i} \right)_1 \quad (IV.11)$$

Dans un groupe général contenant n pieux rigides, le déplacement du fût du pieu j et celui de sa pointe sont respectivement :

$$(w_s)_j = \sum_{i=1}^n (w_s)_{ij} = \frac{1}{G} \sum_{i=1}^n (\tau_0)_i (r_0)_i \ln \left( \frac{r_m}{s_{ij}} \right) \quad (IV.12)$$

$$(w_b)_j = \sum_{i=1}^n (w_b)_{ij} = \frac{c(1-\nu)}{4G} \sum_{i=1}^n \frac{(P_b)_i}{s_{ij}} \quad (IV.13)$$

Ou, sous la forme matricielle :

$$w_s = [F_s] \tau_0 \quad (IV.14)$$

$$w_b = [F_b] P_b \quad (IV.15)$$

Pour des pieux rigides, on a :  $w_s = w_b$  et pour une semelle de liaison rigide :  $(w_s)_i = (w_b)_i$ . Selon les équations (IV.14) et (IV.15), et pour un déplacement d'ensemble donné, les valeurs de  $\tau_0$  et  $P_b$  peuvent être calculées. Ensuite, les rapports charge-déplacement peuvent également être déterminés.

En utilisant cette méthode, il faut faire attention au choix de  $r_m$ , le rayon d'influence. La valeur de ce paramètre dépend de l'interaction entre les couches inférieures et supérieures du sol (RANDOLPH, 1977). Si on considère la base du groupe de pieux comme un grand poinçon isolé, la déformation des couches inférieures du sol décroît plus graduellement avec le rayon, ce qui cause une réduction d'interaction et une valeur plus grande pour  $r_m$ . Dans ce cas, on ajoute un paramètre  $r_g$  au rayon d'influence  $r_m$  qui dépend des dimensions du groupe de pieux. Pour un groupe rectangulaire de pieux,  $r_g$  est égal au rayon du cercle de surface équivalente à celle couverte par le groupe de pieux. La valeur précise de  $r_g$  n'est pas importante car elle contribue à des termes logarithmiques (Eq. IV.12).

Les auteurs ont ultérieurement considérés les groupes de pieux compressibles, où les valeurs de  $w_s$  et celles de  $w_b$  ne sont pas égales.

La comparaison des résultats obtenus par cette méthode analytique et les résultats par la méthode de BANERJEE (voir ci-dessous) montre qu'il y a un bon accord. La méthode analytique donne, cependant, une interaction entre les pieux moins importante. En ce sens, elle est, sans doute, plus proche de la réalité dans la mesure où des déformations plastiques se produisent, déformations ignorées par les deux méthodes.

RANDOLPH (1994); CLANCY et RANDOLPH (1993) ont présenté une procédure approximative pour analyser des fondations mixtes (Fig. IV.7). Ils ont appliqué une méthode numérique de type "hybride" (voir § 3), qui combine les équations de MINDLIN, la

méthode des éléments finis (pour modéliser le radier) et des solutions analytiques (pour modéliser la mobilisation des efforts dans le sol). Cette approche est basée sur la méthode de CHOW (1986a, voir § 3.2).

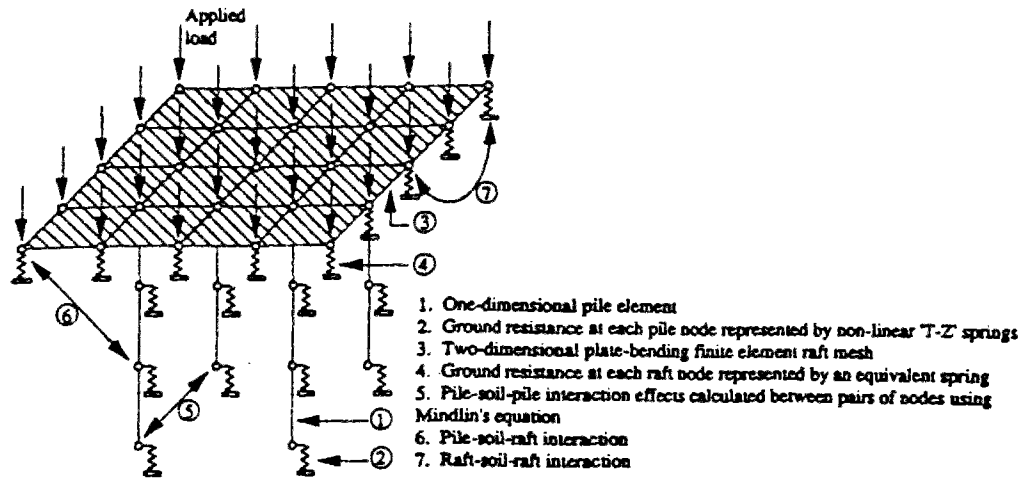


Fig. IV.7 : Représentation numérique de fondation mixte (CLANCY et RANDOLPH, 1993)

## 2.5. Méthode de BANERJEE

La méthode de BANERJEE (1970) et BUTTERFIELD et BANERJEE (1971), méthode d'équations intégrales, emploie la solution de MINDLIN dans un massif semi-infini, élastique, homogène et isotrope, caractérisé par son module d'Young et son coefficient de Poisson.

Le principe de la méthode est de trouver les contraintes fictives  $\phi$ , appliquées aux limites d'une figure dans un massif semi-infini, qui produisent les déplacements de ses limites identiques aux limites du pieu réel avec la même géométrie et satisfont également les conditions à la surface libre de ce massif. Ces contraintes sont fictives car elles sont appliquées aux limites de la figure fictive semi-infinie et ne sont pas nécessairement les contraintes réelles sur la surface du pieu réel (BANERJEE, 1970). Après la détermination des valeurs de  $\phi$ , il est facile de calculer les contraintes et les déplacements dans le massif ainsi que sur les limites du pieu réel.

Soit  $\phi_s$  les contraintes fictives verticales le long des limites du fût à la profondeur  $c$ ,  $\delta W_1(r,z)$  et  $\delta U_1(r,z)$  respectivement le déplacement vertical et le déplacement radial au point B(r,z) dus à  $\phi_s$  agissant sur la surface d'un élément cylindrique de hauteur  $\delta c$  (Fig. IV.8). Ces déplacements sont obtenus par l'intégration de la solution de la charge ponctuelle (MINDLIN) pour la force ( $\phi_s a \delta \theta \delta c$ ) agissant sur la surface élémentaire :

$$\delta W_1(r,z) = \int_0^{2\pi} a \phi_s \{K W_1(c, r_1, z) \delta c\} d\theta \quad (IV.16)$$

$$\delta U_1(r,z) = \int_0^{2\pi} a \phi_s \{K U_1(c, r_1, z) \delta c\} d\theta \quad (IV.17)$$

où  $a$  est le rayon du pieu et  $K W_1(c, r_1, z)$  et  $K U_1(c, r_1, z)$  sont dérivés de la solution de MINDLIN.

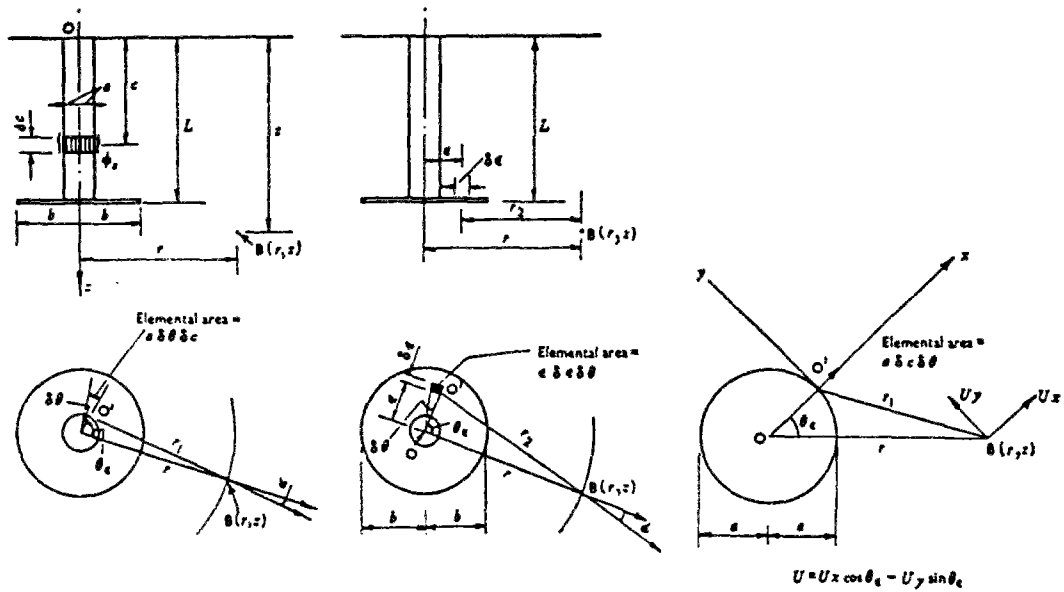


Fig. IV.8 : Intégration des équations de MINDLIN (BUTTERFIELD et BANERJEE, 1971)

Le déplacement total vertical et radial en  $B(r,z)$  sera :

$$W_1(r, z) = \int_0^L \int_0^{2\pi} \phi_s a K W_1(c, r_1, z) d\theta dc \quad (IV.18)$$

$$U_1(r, z) = \int_0^L \int_0^{2\pi} \phi_s a K U_1(c, r_1, z) d\theta dc \quad (IV.19)$$

De même les déplacements en  $B(r,z)$  dus à la contrainte verticale fictive  $\phi_b$  en pointe du pieu s'écrivent :

$$W_2(r, z) = \int_0^b \int_0^{2\pi} \phi_b \varepsilon K W_2(L, r_2, z) d\varepsilon dc \quad (IV.20)$$

$$U_2(r, z) = \int_0^b \int_0^{2\pi} \phi_b \varepsilon K U_2(L, r_2, z) d\varepsilon dc \quad (IV.21)$$

où  $KW_2(L, r_2, z)$  et  $KU_2(L, r_2, z)$  s'obtiennent en remplaçant  $c$  par  $L$  et  $r_1$  par  $r_2 = [r^2 + \varepsilon^2 + 2r\varepsilon \cos(\theta_c)]^{1/2}$ . La superposition des déplacements donnés par les équations (IV.18) et (IV.20) et également (IV.19) et (IV.21) donnent les déplacements de chaque point causé par le fût et la pointe du pieu. Par ailleurs, il faudrait ajouter  $W_3$  et  $U_3$  dus à une contrainte radiale fictive  $\phi_r$  le long du fût, permettant d'assurer la compatibilité des déplacements radiaux.

Dans le cas général d'un groupe de  $N$  pieux espacés d'une manière quelconque (Fig. IV.9), les auteurs négligent la compatibilité des déplacements radiaux et le déplacement vertical du point  $B(r,\theta,z)$  s'écrit :

$$W(r, \theta, z) = \sum_{p=1}^N \left\{ \int_0^L \int_0^{2\pi} (\phi_s)_p a K W_1(c, r_1, z) d\theta dc + \int_0^b \int_0^{2\pi} (\phi_b)_p \varepsilon K W_2(L, r_2, z) d\theta d\varepsilon \right\} \quad (IV.22)$$

où :

$$r_1 = [r_p^2 + a^2 - 2r_p a \cos \theta_e]^{1/2}$$

$$r_2 = [r_p^2 + \varepsilon^2 - 2r_p \varepsilon \cos \theta_e]^{1/2}$$

$$r_p = [r^2 + s_p^2 - 2rs_p \cos(\theta - \theta_p)]^{1/2}$$

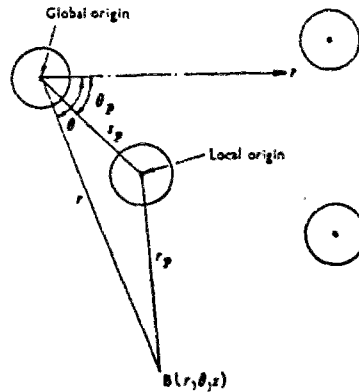


Fig. IV.9 : Système de coordonnées pour le groupe de pieux (BUTTERFIELD et BANERJEE, 1971)

Sous forme matricielle, les différents déplacements s'écrivent :

$$\{W\} = [K] \{\Phi\} \quad (IV.23)$$

où  $\{W\}$  est le déplacement.  $\{\Phi\}$  est la contrainte et  $[K]$  une matrice pleine dont la taille dépend du nombre d'éléments de discrétisation le long des interfaces sol-pieu.

Les auteurs présentent les résultats sous forme d'abaques. La figure IV.10(a) montre l'effet du rapport  $L/D$  ( $L$  est la longueur du pieu et  $D$  son diamètre) et la figure IV.10(b) l'effet de la rigidité relative sol-pieu  $\lambda$  ( $=E_p/G$ ,  $E_p$  est le module d'Young du pieu et  $G$  le module de cisaillement du sol) sur l'interaction entre les pieux dans un groupe, représentée par le rapport de tassement  $R_s$  (rapport entre le tassement vertical de la semelle de liaison du groupe sous la charge  $N \times P$  à celui d'un pieu isolé sous la charge  $P$ ). Notons que  $R_s = 1 + \sum_{i \neq j} \alpha_{ij}$ .

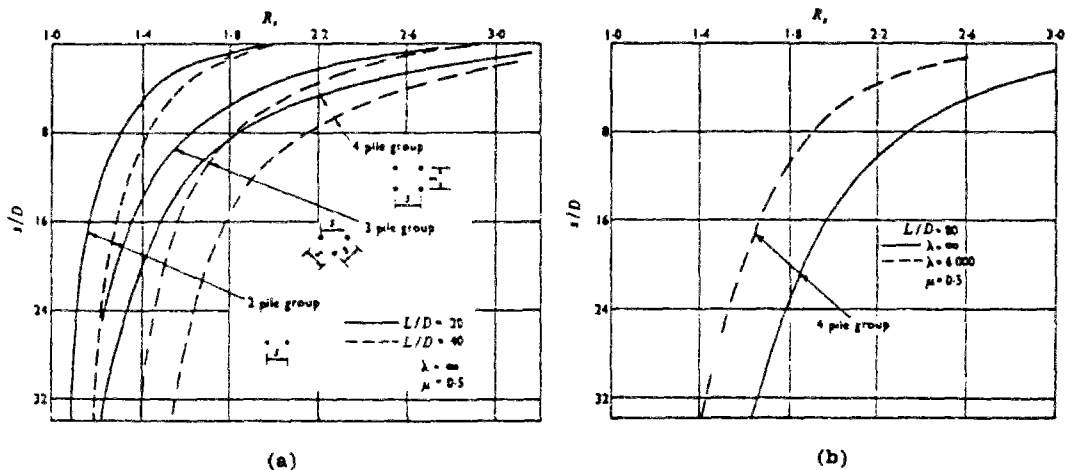


Fig. IV.10 : Effet du  $L/D$  et de la rigidité relative sol-pieu sur l'interaction entre les pieux dans un groupe,  $\mu = \nu$  (BUTTERFIELD et BANERJEE, 1971)

La figure IV.11 montre le rapport charge-déplacement  $P/GWD$  ( $P$  est la charge par pieu dans le groupe et  $W$  son tassement sous cette charge) pour des groupes de pieux contenant 2,3,4,5,6,9,16 et 25 pieux avec une semelle de liaison rigide.

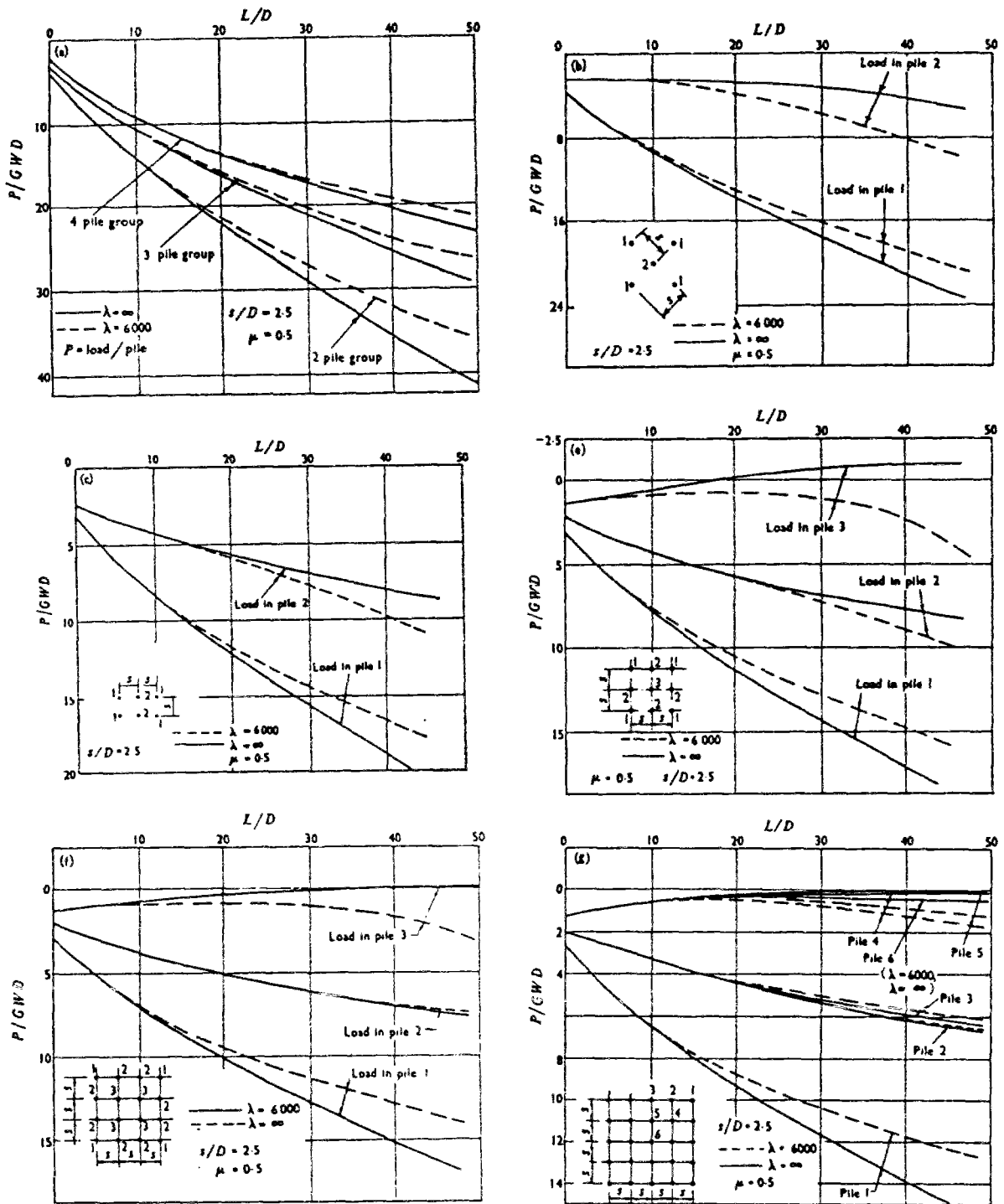


Fig. IV.11 : Rapport charge-déplacement pour les groupes de pieux (BUTTERFIELD et BANERJEE, 1971)

Le tableau IV.2 compare les résultats obtenus par cette méthode avec ceux obtenus par la méthode de POULOS (1968) (voir § 2.1). Les auteurs font remarquer que la méthode de POULOS n'est pas applicable dans le cas d'un sol non homogène.

Table 1.  $s/D=2.5, L/D=25, \mu=0.5$

Type of group		2 x 2	3 x 3	4 x 4	5 x 5
$N/R_s$	$\lambda = \infty^*$	0.672	0.541	0.460	0.403
	$\lambda = \infty^\dagger$	0.665	0.550	0.456	0.396
	$\lambda = 6000^\dagger$	0.620	0.500	0.420	0.371

Table 2.  $s/D=2.5, L/D=25, \mu=0.5$

Type of group	Pile number	$P/P_{ave}^*$	$P/P_{ave}^\dagger$	
			$\lambda = \infty$	$\lambda = 6000$
3 x 3	1	1.520	1.510	1.380
	2	0.74	0.750	0.765
	3	0.050 (tension)	0.060 (tension)	0.120
4 x 4	1	2.020	2.020	1.840
	2	0.960	0.965	0.965
	3	0.05	0.044	0.180
5 x 5	1	2.580	2.520	2.300
	2	1.180	1.190	1.190
	3	1.160	1.160	1.141
	4	0.010	0.048	0.145
	5	0.010	0.106	0.119
	6	0.190	0.095	0.095

* The results were obtained using a uniform stress distribution under the pile base and superposition principle by Poulos (1968).

† The results were obtained using the analysis outlined in this Paper.

Tableau IV.2 : Comparaison de deux méthodes, POULOS et BANERJEE (BUTTERFIELD et BANERJEE, 1971)

La figure IV.12 compare les résultats de la méthode avec quelques résultats expérimentaux (H est l'épaisseur totale de la couche élastique au dessus du substratum).

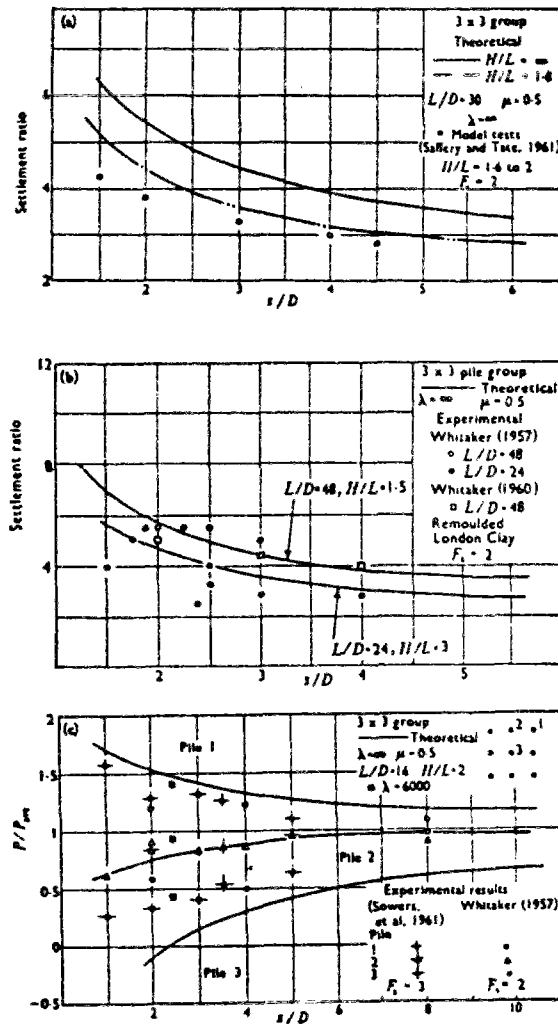


Fig. IV.12 : Comparaison de résultats numériques à des résultats expérimentaux (BUTTERFIELD et BANERJEE, 1971)



### 3. Méthodes des fonctions de transfert de charge

L'analyse d'un pieu chargé verticalement par la méthode des fonctions de transfert de charge (ou courbes de mobilisation du frottement latéral et, de l'effort en pointe), consiste à assimiler la réaction du sol à des ressorts verticaux et donc à définir des courbes frottement latéral-déplacement pour chaque ressort ainsi qu'une courbe effort-déplacement en pointe (voir Chapitre II, Partie A). Ces courbes doivent être modifiées, afin de tenir compte de l'effet de groupe. Deux méthodes de modification sont possibles :

- soit l'augmentation du déplacement vertical correspondant pour un effort donné (méthode dite du "facteur z", Fig. IV.13, cas a);
- soit la réduction de l'effort pour un déplacement vertical donné (méthode dite du "facteur t", Fig. IV.13, cas b).

Certains auteurs proposent une combinaison de ces modifications.

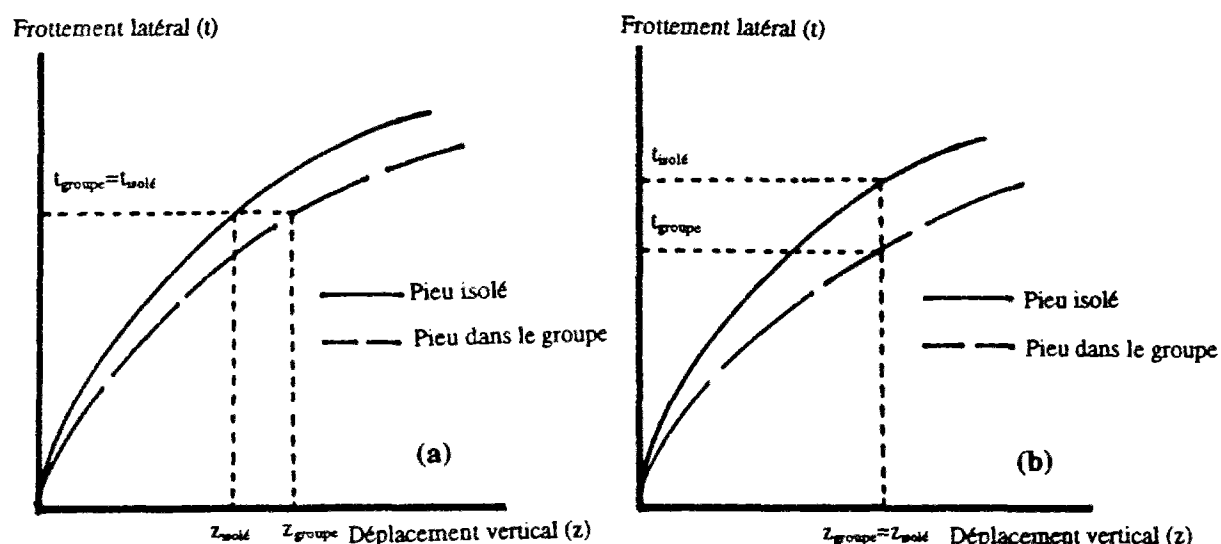


Fig. IV.13 : Modification de la courbe charge-déplacement d'un pieu isolé. afin de tenir en compte l'effet de groupe

Les facteurs "t" et "z" dû à l'interaction des autres pieux sont déterminés :

- soit par l'analyse d'essais de groupes de pieux (pieux modèles ou en vraie grandeur);
- soit par des méthodes théoriques (numériques ou analytiques). Dans le cas où ils font appel à une théorie de continuum (linéaire élastique, en général), on parle de modèle "hybride" (car la méthode associe l'utilisation de ressorts à des résultats de continuum).

**Remarque :** Il faut noter qu'il est également possible d'obtenir des facteur "z", par l'introduction, sur le pieu considéré, du déplacement  $z_s$  dû aux autres pieux, appelé "déplacement libre du sol" (le déplacement du sol qui se produisent en l'absence du pieu considéré). On utilise alors la courbe  $t$ - $z$  du pieu isolé comme la courbe  $t$ - $(z-z_s)$  pour le pieu, en groupe (cela revient à ajouter  $z_s$  aux abscisses de la courbe du pieu isolé et est, en ce sens, une forme de correction par facteur "z").

### 3.1. Méthode d'O'NEILL et al.

Cette méthode utilise un modèle hybride qui permet de prendre en compte l'effet de groupe et l'interaction non-linéaire sol-pieu. Les pieux peuvent avoir n'importe quelle configuration tridimensionnelle et ils sont supposés liés par un chevêtre rigide. Le vecteur de chargement est appliqué au chevêtre en trois directions orthogonales et, également, le moment peut être appliqué autour de ces trois directions. Dans cette méthode, il n'y a pas de couplage entre les efforts axial, latéral et de torsion. Le calcul est composé de trois étapes (O'NEILL et al., 1977 et 1980).

D'abord on détermine les réactions du sol, en ignorant l'effet de groupe et, dans une deuxième étape, ces réactions permettent d'évaluer l'interaction entre les pieux au moyen des équations de MINDLIN et de modifier les courbes de réaction du sol. Enfin, ces courbes modifiées sont utilisées pour calculer le groupe.

Par rapport au repère global (O, X, Y, Z), la tête O' du pieu I du groupe a pour coordonnées (X_i, Y_i, Z_i) et on définit son repère local (O', u_i, v_i, w_i) dont la direction u_i correspond à l'axe longitudinal du pieu I et v_i et w_i sont les deux directions perpendiculaires (Fig. IV.14).

En supposant que le pieu I ait deux rigidités à la flexion différentes (flexion dans les plans (u_i, v_i) et (u_i, w_i)), les auteurs introduisent 10 fonctions définissant les courbes "effort-déformation" en tête du pieu I (deux courbes "charge horizontale-déplacement horizontal", deux courbes "moment fléchissant latéral-rotation latérale", deux courbes "charge horizontale-rotation latérale" et deux courbes "moment fléchissant latéral-déplacement horizontal", soit huit courbes pour les deux flexions d'axe horizontal, une courbe "charge axiale-tassement" et une courbe "moment de torsion-rotation"). La réponse en tête du pieu I à l'ensemble de ces sollicitations est obtenue par assemblage de l'ensemble des réponses élémentaires qui sont non-linéaires, mais découplées.

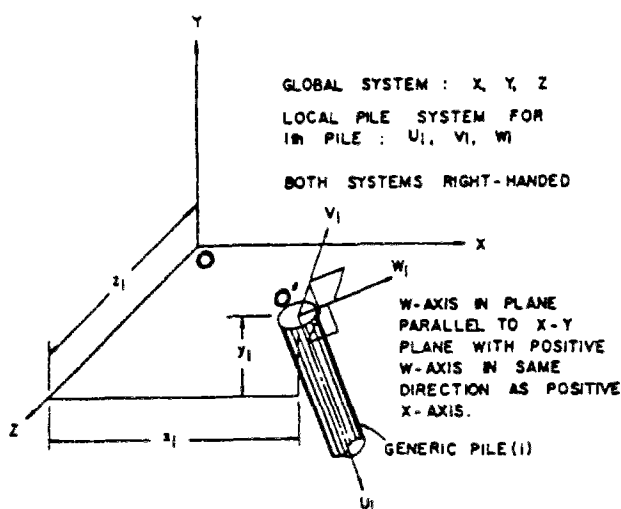


Fig. IV.14: Définition du repère global (O, X, Y, Z) et du repère local (O', u_i, v_i, w_i) du pieu I (O'NEILL et al., 1977)

Les différentes courbes "effort-déformation" du pieu I sont obtenues séparément en résolvant les équations d'équilibre des poutres (en flexion, compression et torsion), en prenant en compte les conditions aux limites appropriées ainsi que les courbes de mobilisation des efforts pour les trois types de sollicitation. Les auteurs, pour résoudre ces équations, utilisent la

méthode des différences finies. Les raideurs tangentes de ces courbes "effort-déformation" en tête du pieu I permettent alors d'écrire, sous forme matricielle, la relation liant les déformations en tête du pieu I aux efforts correspondants dans le repère local (O', u_i, v_i, w_i),

$$K_i \delta_i = F_i \quad (IV.24)$$

où K_i est la matrice de rigidité (6×6) en tête du pieu I, δ_i et F_i sont respectivement le vecteur de déformations et d'efforts (6×1) en tête du pieu I. Par ailleurs, dans le repère global (O, X, Y, Z), la matrice de rigidité en tête K_i' du pieu I s'exprime par (REESE et al., 1970):

$$K_i' = U_i \cdot K_i \cdot U_i^T \quad (IV.25)$$

où U_i représente la matrice de passage du repère local (O', u_i, v_i, w_i) au repère global (O, X, Y, Z) et U_i^T sa transposée. La matrice de rigidité globale K_p s'obtient en superposant la totalité des matrices de rigidité K_i' du groupe et si ΔF désigne le vecteur incrément de charge totale (le chargement total du groupe est décrit par le vecteur F repéré par rapport au repère global), le vecteur incrément de déformation globale ΔA est donné par :

$$\Delta A = K_p^{-1} \cdot \Delta F \quad (IV.26)$$

où K_p⁻¹ représente l'inverse de la matrice de rigidité globale K_p du groupe du pieux. Au vecteur ΔA correspond le vecteur incrément de déformation Δδ_i en tête du pieu I qui s'exprime dans le repère local (O', u_i, v_i, w_i) par :

$$\Delta \delta_i = U_i^T \cdot \Delta A \quad (IV.27)$$

et le vecteur incrément d'effort en tête du pieu I dans le même repère est

$$\Delta F_i = K_i \cdot \Delta \delta_i \quad (IV.28)$$

Les courbes "effort-déformation" en tête du pieu I étant non-linéaires, le passage à l'incrément de charge ΔF suivant nécessite la réactualisation de la matrice de rigidité élémentaire K_i et ce processus incrémental se poursuit jusqu'à atteindre le vecteur F de chargement total du groupe, ainsi que les compatibilités des efforts et déformations en tête des pieux. Les efforts en tête des pieux sont alors utilisés comme données pour analyser chaque pieu considéré comme isolé soumis aux trois types de sollicitation et obtenir les déformations le long du pieu, les efforts dans le pieu et les réactions de sol auxquelles il est soumis.

La prise en compte de l'effet de groupe consiste à modifier les courbes de réaction pour le chargement latéral et axial (aucun effort de groupe n'est pris en compte pour la torsion). Les réactions latérales (L) et axiales (A) du sol le long du pieu J sont assimilées à des forces ponctuelles Q_{LJ} et Q_{AJ} concentrées aux divers noeuds j de discrétisation auxquelles correspondent trois forces (Q_{ZJ}, Q_{XJ} et Q_{YJ}) s'exerçant sur le sol représentant leurs projections dans le repère global (O, X, Y, Z) (Fig. IV.15). En un noeud du pieu I voisin, ces trois forces induisent un déplacement de sol dont les trois composantes sont calculées à l'aide de la solution de MINDLIN et, l'interaction étant supposée élastique linéaire, le déplacement total du sol induit au noeud i par l'ensemble des noeuds de discrétisation de tout les autres pieux (J différent de I) du groupe s'obtient par superposition dans les trois directions X, Y, Z.

Ces trois composantes du déplacement total induit au noeud i sont projetées dans le repère local ( $O', u_i, v_i, w_i$ ) du pieu I et l'on obtient le déplacement local ( $d_{AIi}, d_{LIi}$ ). Le processus est répété pour l'ensemble des noeuds de discrétisation du pieu I.

Si le module d'Young (ou module de cisaillement), considéré comme constant dans les argiles, croît linéairement avec la profondeur (cas des sols pulvérulents), il est utilisé la moyenne algébrique des modules d'Young aux noeuds i et j comme valeur représentative dans la solution en déplacement de MINDLIN.

Pour les problèmes de groupes de pieux verticaux chargés verticalement, le déplacement axial résultant  $x_{AIi}$ , calculé au noeud i du pieu I, à l'issue de la première étape qui ignore l'effet de groupe, est alors augmenté de la quantité  $d_{AIi}$  et on définit le facteur multiplicatif  $\omega_{ii}$ , donné par l'équation (IV.29).

$$\omega_{ii} = \frac{d_{AIi} + x_{AIi}}{x_{AIi}} \quad (IV.29)$$

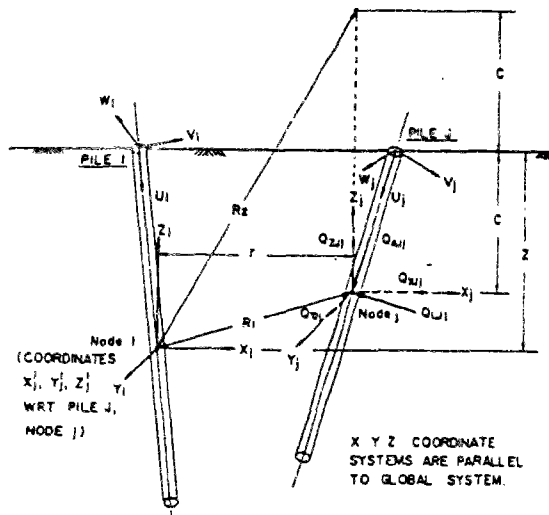


Fig. IV.15: Prise en compte de l'effet de groupe, calcul du déplacement de sol induit au noeud i du pieu I par le noeud j du pieu J( O'NEILL et al., 1977)

Le facteur  $\alpha_{ij}$  est un facteur "z" qui s'applique au déplacement vertical résultant  $x_{AIi}$  de la courbe de l'effort vertical (frottement latéral) pour le pieu isolé correspondant au noeud i (augmentation du déplacement vertical), la réaction du sol restant inchangée. Cette procédure, illustrée à la figure IV.16 est répétée pour tous les points de la courbe de l'effort de réaction considérée.

La même procédure est appliquée pour le déplacement horizontal du noeud i (modification du déplacement latéral du noeud i sur la courbe de réaction correspondante). L'ensemble des courbes de réaction ainsi modifiées en chaque noeud de discrétisation de tous les pieux du groupe sont alors introduites comme nouvelles données pour un nouveau calcul de la réponse du groupe de pieux. Il conduit à de nouvelles séries de déformations et d'efforts en tête des pieux et le long des pieux. Le processus est, en principe, itératif mais les auteurs montrent qu'une seule itération (donc une seule correction) est suffisante dans la plupart des cas.

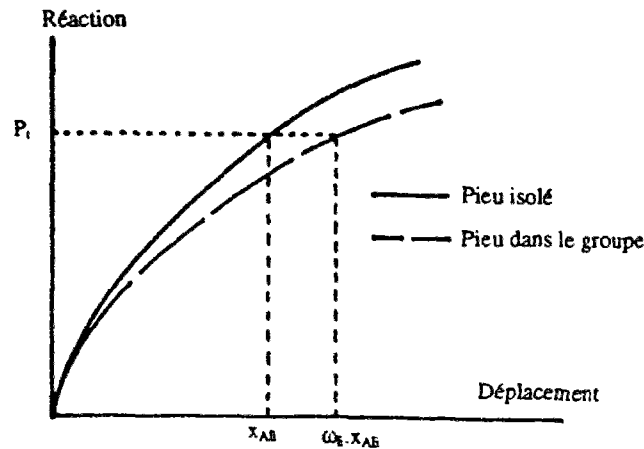


Fig. IV.16 : Modification de la courbe de réaction verticale correspondant au noeud i du pieu I pour la prise en compte de l'effet de groupe (O'NEILL et al., 1977)

### 3.2. Méthode de CHOW

CHOW (1986a, 1986b) a proposé une méthode dans la catégorie des modèles hybrides mais l'interaction pieu-sol-pieu est introduite dès le premier calcul dans la matrice de rigidité globale du sol, ce qui évite de corriger les courbes de mobilisation du frottement latéral. Pour calculer l'interaction, CHOW a utilisé les résultats analytiques de FRANK (1974) et RANDOLPH et WROTH (1978, voir § 2.2).

Dans un semi-espace élastique, homogène et isotrope, la charge propre de chaque pieu cause un déplacement supplémentaire aux autres pieux dans le groupe. Le tassement  $w_i$  du noeud i, dû à sa charge propre et aux charges sur les autres noeuds des pieux du groupe, est exprimé par :

$$w_i = \sum_{j=1}^n f_{ij} p_j \quad (IV.30)$$

où  $f_{ij}$  est le coefficient de flexibilité (tassement au noeud i produit par la charge unité au noeud j),  $p_j$  la charge au noeud j et n le nombre total de noeuds du groupe. Sous la forme matricielle, on a :

$$\{w\} = [F] \{p\} \quad (IV.31)$$

où  $\{w\}$  est le vecteur de déplacement des n noeuds du groupe de pieux,  $[F]$  est la matrice de flexibilité et  $\{p\}$  le vecteur des forces. Le coefficient de flexibilité  $f_{ii}$  pour le noeud i dû à la force unité en i, est obtenu par la solution de RANDOLPH et WROTH (1978) :

$$f_{ii} = \ln (r_m/r_0)/(2\pi GL) \quad (IV.32)$$

(pour les paramètres utilisés dans la formule (IV.32), voir § 2.2).

CHOW (1986a), pour  $f_{ii}$  en pointe du pieu, utilise l'expression de RANDOLPH et WROTH (1978) :

$$f_{ii}^{\text{pointe}} = (1-\nu)/4Gr_0 \quad (IV.33)$$

Pour le calcul des coefficients de flexibilité d'interaction entre pieux  $f_{ij}$ , CHOW utilise la solution de MINDLIN.

L'inversion de l'équation (IV.31) donne la relation charge-déplacement du sol pour le groupe :

$$\{p\} = [k_s] \{w\} \quad (IV.34)$$

où  $[k_s]=[F]^{-1}$  est la matrice de rigidité du sol. Cette matrice est assemblée avec la matrice de rigidité de chacun des pieux individuels dans le groupe, afin de calculer la matrice de rigidité totale :

$$[k] = [k_s] + [k_p] \quad (IV.35)$$

$[k_p]$  est la matrice de rigidité des pieux. La relation complète charge-déplacement s'écrit :

$$\{p\} = [k] \{w\} \quad (IV.36)$$

CHOW étend sa méthode aux sols non-homogènes, en prenant la valeur moyenne du module de cisaillement entre deux noeuds  $i$  et  $j$ . Par ailleurs, il introduit la non linéarité du sol par le modèle de KRAFT et al. (1981), ainsi que la possibilité du glissement à l'interface sol-pieu, lorsque le frottement latéral est complètement mobilisé.

Les résultats de la méthode proposée sont comparés à la figure IV.17 avec ceux de la méthode des équations intégrales (BUTTERFIELD et BANERJEE, 1971; voir § 2.3). Une bonne concordance est obtenue.

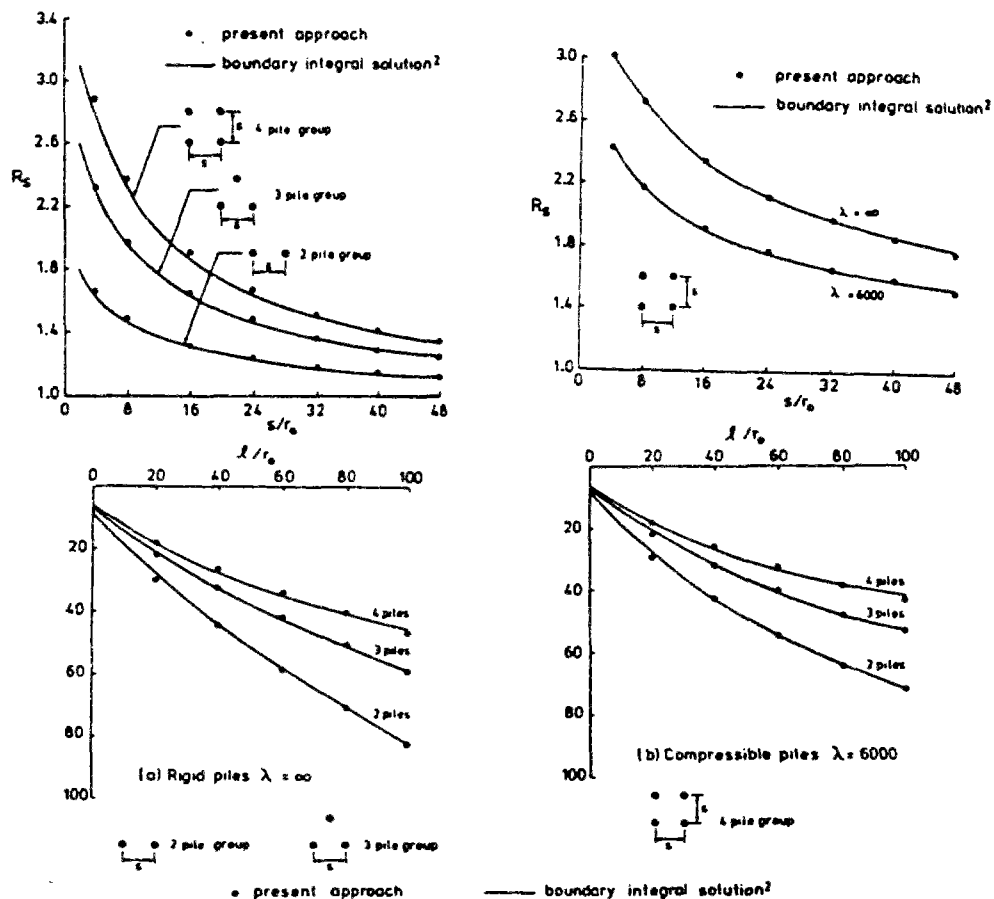


Fig. IV.17 : Comparaison de la méthode de CHOW avec celle de BUTTERFIELD et BANERJEE (1971) (CHOW, 1986)

L'auteur a également validé sa méthode par la comparaison de ses résultats avec les résultats d'essais rapportés par O'NEILL et al. (1982a) (Fig. IV.18).

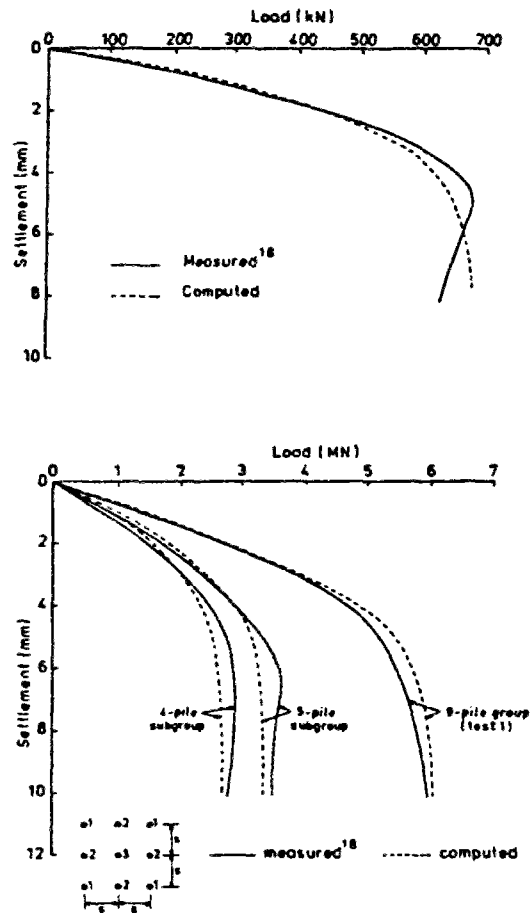


Fig. IV.18 : Comparaison de la méthode de CHOW avec les essais d'O'NEILL (1982a) (CHOW, 1986)

Par ailleurs, CHOW et THEVENDRAN (1987) présentent une étude d'optimisation de groupe de pieux, en utilisant cette méthode.

### 3.3. Méthode de LEE

LEE (1991a et b, 1993a et b) a présenté deux méthodes, dans la catégorie des modèles hybrides dans lesquelles, comme la méthode précédente, on ne modifie pas les courbes de mobilisation des efforts d'un pieu isolé. L'une est appelée l'approche des couches hybrides et l'autre est une méthode qui utilise des facteurs d'influence analytiques approchés. Elles sont décrites, toutes deux, ci-dessous.

#### 3.3.1. Approche des couches hybrides

Pour l'interaction pieu-sol-pieu entre pieux identiques, LEE (1993a) a utilisé la méthode des couches hybrides (Fig. IV.19). Dans un groupe de  $n$  pieux, le tassement de l'élément du fût dans la couche  $k$  du pieu  $i$  sous sa charge propre et sous les charges des autres pieux s'écrit :

$$w_{si}^k = f_{sii}^k P_{si}^k + \sum_{j=1, j \neq i}^n f_{sij} P_j \quad (IV.37)$$

- où :
- $w_{si}^k$  = le tassement d'élément du fût du pieu i dans la couche k;
  - $f_{sij}$  = le coefficient moyen de flexibilité pour l'élément du fût du pieu i dû à la charge en tête du pieu j (tassement pour la charge unité);
  - $f_{sii}^k$  = le coefficient de flexibilité pour l'élément du fût du pieu i dans la couche k dû à la charge en cette couche au pieu i lui-même (tassement pour la charge unité);
  - $P_j$  = la charge en tête du pieu j;
  - $P_{si}^k$  = la charge sur le fût (frottement latéral) dans la couche k au pieu i.

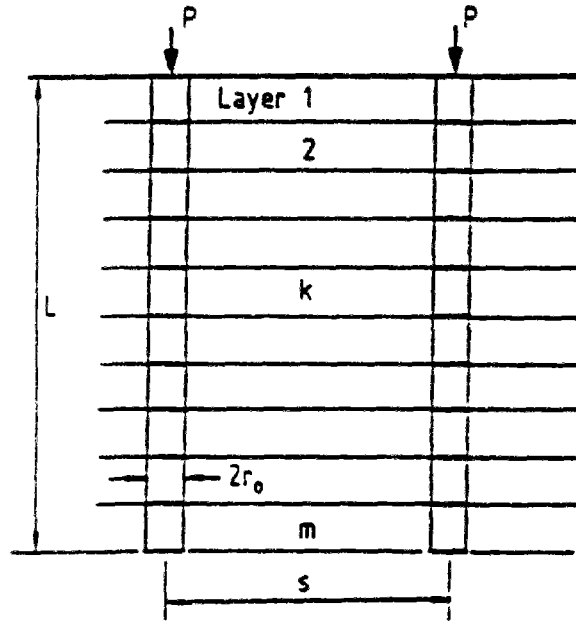


Fig. IV.19 : méthode des couches hybrides pour deux pieux identiques (LEE, 1993a)

Le coefficient moyen de flexibilité  $f_{sij}$  ( $i \neq j$ ) dû au pieu j est supposé avoir la même valeur pour tous les éléments du fût du pieu i et un seul calcul est donc nécessaire pour le pieu i. La relation frottement latéral-tassement pour n pieux dans un groupe est :

$$w_s = F_s P_s \quad (IV.38)$$

où  $w_s$  est le vecteur de tassement des fûts,  $F_s$  la matrice de flexibilité de fût et  $P_s$  le vecteur des charges de frottement latéral et de tête.

Le coefficient moyen de flexibilité de fût  $f_{sij}$  dû à l'interaction entre deux pieux identiques est calculé par LEE en modifiant la solution analytique de RANDOLPH et WROTH (1979), pour tenir compte d'un sol hétérogène (multicouche) :

$$f_{sij} = w_1 \alpha_{sij} = \frac{\frac{1}{\zeta} \ln \left( \frac{r_m}{s_{ij}} \right)}{\frac{4 G_b r_0}{1 - \nu} + \frac{2\pi L G_m \rho_m}{\zeta}} \quad (IV.39)$$



où  $w_1$  : le tassement du pieu sous la charge unité;  
 $\alpha_{sij}$  : le facteur d'interaction de fût entre les deux pieux ( $=\ln(r_m/s_{ij})/\zeta$ );  
 $\rho_m$  : le facteur de non homogénéité ( $=\sum_{i=1}^n G_i L_i / G_m L$ );  
 $G_m$  : le module maximal de cisaillement du sol;  
 $G_i$  : le module de cisaillement du sol de l'élément  $i$ ;  
 $L_i$  : la longueur de l'élément  $i$ ;  
 $\zeta = \ln(r_m/r_0)$  avec  $r_m = 2,5 L\rho_m(1-\nu)+r_g$  et  $r_0$  le rayon du pieu,  
 $r_g$  : un tiers de l'entre-axes le plus élevé dans le groupe;  
 $s_{ij}$  : l'entre-axes des pieux  $i$  et  $j$ .

Pour le coefficient de flexibilité  $f_{si}^k$ , on a :

$$f_{si}^k = \frac{1}{2\pi GL_i} \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (IV.40)$$

De la même manière, pour le tassement de la pointe du pieu :

$$w_{bi} = f_{bii} P_{bi} + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n f_{bij} P_j \quad (IV.41)$$

où :  $w_{bi}$  = le tassement de la pointe du pieu  $i$ ;  
 $f_{bii}$  = le coefficient de flexibilité pour l'élément de la pointe du pieu  $i$  dû à la charge en pointe de ce pieu (tassement pour la charge unité);  
 $P_{bi}$  = la charge en pointe du pieu  $i$ ;  
 $f_{bij}$  = le coefficient de flexibilité pour l'élément de la pointe du pieu  $i$  dû à la charge en tête du pieu  $j$  (tassement pour la charge unité);  
 $P_j$  = la charge en tête du pieu  $j$ ;

De même que pour le fût du pieu, on peut écrire, pour la pointe, la relation matricielle :

$$w_b = F_b P_b \quad (IV.42)$$

où  $w_b$  est le vecteur des tassements de pointe,  $F_b$  la matrice des flexibilités de pointe et  $P_b$  le vecteur des charges de tête et de pointe.

Afin de calculer le coefficient de flexibilité de pointe  $f_{bij}$ , LEE a utilisé également une solution issue des travaux de RANDOLPH et WROTH (1979) :

$$f_{bij} = w_1 \alpha_{bij} = \frac{\frac{2 r_0}{\pi s_{ij}}}{\frac{4 G_b r_0}{1 - \nu} + \frac{2\pi L G_m \rho_m}{\zeta}} \quad (IV.43)$$

et pour  $f_{bii}$  :

$$f_{bii} = \frac{1 - \nu}{4 G_b r_0} \quad (IV.44)$$

Après l'assemblage des matrices (fût et pointe), on aboutit à la relation incrémentale tassement-charge pour le sol :

$$\Delta w = F \Delta P \quad (IV.45)$$

Si  $K$  est la matrice de rigidité totale, somme de la matrice de rigidité du sol  $K_s = F^{-1}$  et de la matrice de rigidité des pieux individuels  $K_p$ , la relation incrémentale pour le groupe s'écrit :

$$K \Delta w = \Delta P \quad (IV.46)$$

qui peut être résolue dans le cas d'un chevêtre parfaitement flexible ou rigide.

L'auteur souligne que dans la plupart des approches habituelles, le sol est supposé toujours homogène ou ayant son module d'Young augmentant linéairement avec la profondeur et l'interaction entre les pieux est estimée en utilisant des solutions, plus ou moins compliquées, pour les déplacements le long du pieu  $i$  dû aux charges sur chaque élément du pieu  $j$ . La présente méthode ne nécessite que les coefficients de flexibilité moyen du fût et de pointe.

LEE (1993a) a comparé sa méthode avec celle de BUTTERFIELD et BANERJEE (Fig. IV.20) et la méthode des éléments discrets utilisée par CHOW (1986b) (Fig. IV.21), Il y a une bonne concordance entre ces méthodes.

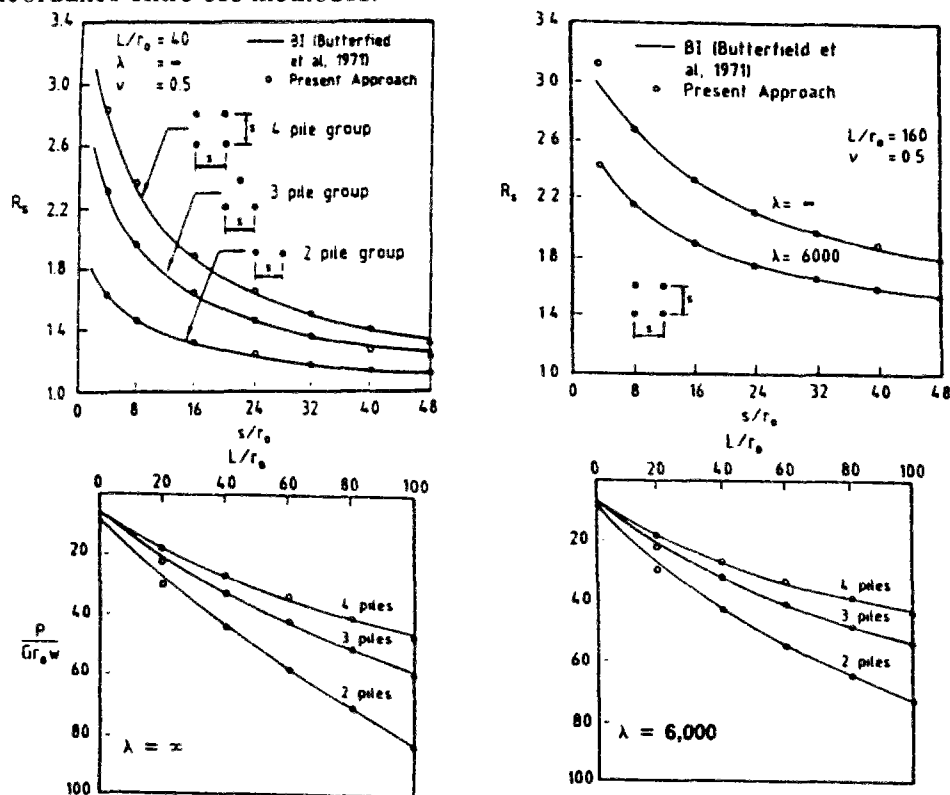


Fig. IV.20 : Comparaison de la méthode de LEE avec celle de BUTTERFIELD et al. (LEE, 1993a)

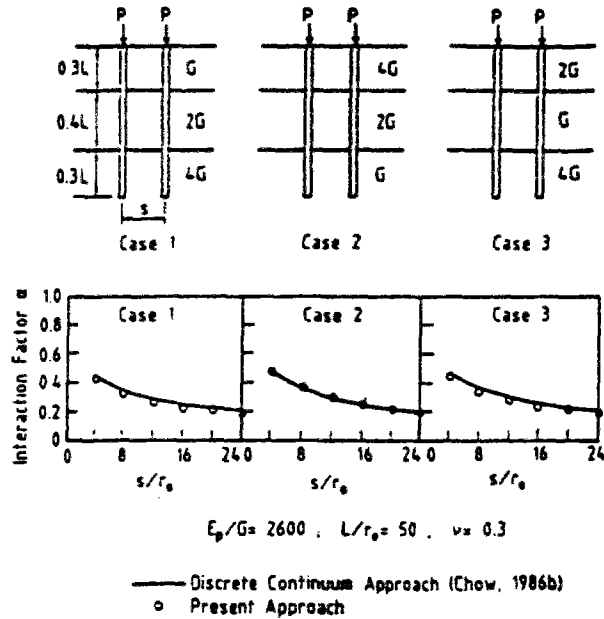


Fig. IV.21 : Comparaison de la méthode de LEE avec celle de CHOW (LEE, 1993a)

### 3.3.2. Méthode des facteurs d'influence analytiques approchés

Dans cette méthode les coefficients de flexibilité du fût et ceux de la pointe ne sont pas calculés séparément. LEE (1993b) applique la solution analytique de RANDOLPH et WROTH (voir § 2.2.) afin de calculer ces coefficients de flexibilité, mais contrairement à la méthode de RANDOLPH et WROTH qui évalue séparément les effets d'interaction du fût et de la pointe, LEE les considère d'une manière combinée.

RANDOLPH et WROTH (1978) proposent l'expression suivante afin de déterminer le tassement d'un pieu isolé compressible dans un sol dont le module d'Young croît linéairement avec la profondeur :

$$\left( \frac{P}{G_L r_0 w} \right)_1 = \frac{4}{1-\nu} + \frac{2\pi \rho L \tanh(\mu L)}{\zeta r_0 \mu L} \quad (IV.47)$$

- avec :
- $\lambda = E_p/G_L$  où  $E_p$  est le module d'Young du pieu;
  - $\mu = (2/\zeta\lambda)^{1/2}/r_0$ ;
  - pour les autres paramètres, voir § 2.2.

Dans l'équation (IV.47) le deuxième terme du dénominateur est toujours inférieur à 0,1 et en l'ignorant, LEE obtient l'expression simplifiée suivante :

$$\left( \frac{P}{G_L r_0 w} \right)_1 = \frac{4}{1-\nu} + \frac{2\pi \rho L \tanh(\bar{\mu} L)}{\zeta r_0 \bar{\mu} L} \quad (IV.48)$$

Afin de compenser la contribution du terme supprimé dans l'équation (47), LEE, en utilisant les résultats de la méthode des équations intégrales (POULOS et DAVIS, 1990), propose empiriquement de prendre  $\bar{\mu} = 1.15 \mu$ ;

La contrainte de cisaillement autour du fût du pieu décroît inversement avec le rayon  $r$  et la variation du tassement  $w_s(r)$  avec le rayon  $r$  est alors logarithmique (COOKE, 1974 ; FRANK, 1974 ; RANDOLPH et WROTH, 1979). Pour le fût d'un pieu compressible, LEE obtient alors :

$$w_s(r) = \frac{P_s}{2\pi LG_L \rho} \frac{\mu L}{\tanh(\mu L)} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right) \quad (\text{IV.49})$$

Pour un ensemble de deux pieux identiques d'entre-axes  $s$ , le tassement du fût  $w_s$  de chacun de ces deux pieux s'écrit :

$$w_s = \frac{P_s}{2\pi LG_L \rho} \frac{\mu L}{\tanh(\mu L)} (\zeta_s + \zeta_g) \quad (\text{IV.50})$$

où  $P_s$  est le frottement latéral total,  $\zeta_s = \ln(r_{mg}/r_0)$ ,  $\zeta_g = \ln(r_{mg}/s)$  et  $r_{mg} = 2,5 L\rho(1-\nu) + r_g$  (voir § 2.2). Pour les pieux faiblement espacés, l'utilisation de  $\mu$  dans la formule (IV.50) donne une meilleure approximation que celle de  $\bar{\mu}$ . Par contre, pour les pieux très espacés, à cause de la diminution de l'interaction, l'utilisation de  $\bar{\mu}$  est recommandée par LEE.

Le tassement total de pointe  $w_b$  pour l'un de ces deux pieux peut être calculé par l'équation (IV.7) (voir § 2.2) et le rapport charge-tassement pour chaque pieu est donc :

$$\left(\frac{P}{G_L r_0 w}\right)_2 = \frac{4}{1-\nu} \frac{1}{1+\zeta_b} + \frac{2\pi \rho L}{r_0} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{1}{\zeta_g + \zeta_s} \quad (\text{IV.51})$$

où  $\zeta_b = 2r_0/\pi s$ . Le facteur d'interaction est obtenu comme suit :

$$\alpha = \frac{\left(\frac{G_L r_0 w}{P}\right)_2 - 1}{\left(\frac{G_L r_0 w}{P}\right)_1} = \frac{\frac{4}{1-\nu} + \frac{2\pi \rho \tanh(\bar{\mu} L)}{\zeta \bar{\mu} L}}{\frac{4}{1-\nu} \frac{1}{1+\zeta_g} + \frac{2\pi \rho L \tanh(\mu L)}{r_0 \mu L} \frac{1}{\zeta_g + \zeta_s}} - 1 \quad (\text{IV.52})$$

La figure IV.22 montre l'influence de l'élançement ( $L/r_0$ ), de la compressibilité du pieu ou la rigidité relative pieu-sol ( $\lambda$ ) et de l'entre-axes sur le facteur d'interaction pour les pieux fichés en sol homogène.

Le facteur d'interaction, calculé par l'équation (IV.52), est, en général, en bon accord avec les résultats de la méthode des équations intégrales pour les pieux fichés en sol homogène (Fig. IV.22, EL SHARNOUBY et NOVAK, 1990) et pour les pieux fichés en sol non homogène dont le module d'Young croît linéairement avec la profondeur ("Gibson Soil") (POULOS, 1980), voir la figure IV.23. Dans le cas des pieux longs, cependant, faiblement espacés et compressibles, la présente méthode surestime l'interaction pour le sol de Gibson.

Dans le cas général d'un groupe de  $n$  pieux, afin d'évaluer le tassement d'un pieu considéré dans ce groupe, LEE utilise la règle de superposition (voir § 2.1, Eq. IV.5).

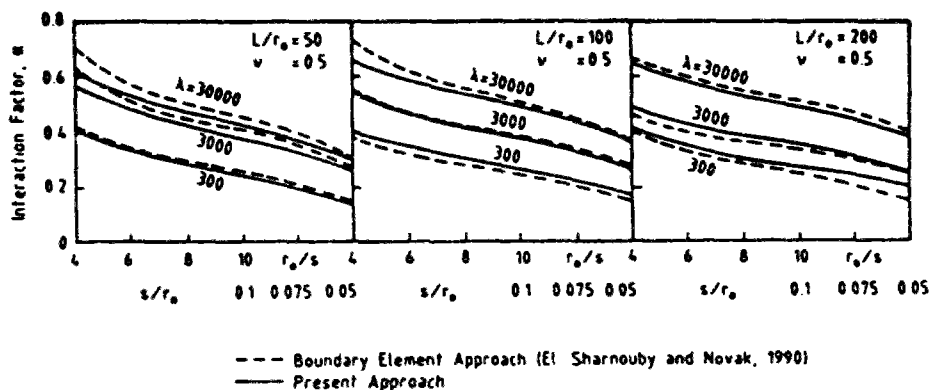


Fig. IV.22 : Influence de l'entre-axes, de l'élancement et de la rigidité relative pieu-sol sur le facteur d'interaction (LEE, 1993b)

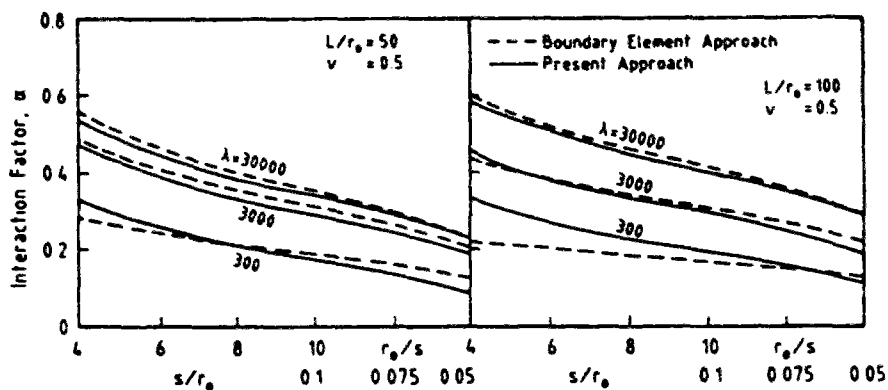


Fig. IV.23 : Comparaison des résultats de la méthode des équations intégrales (POULOS, 1980) avec ceux de la présente méthode (LEE, 1993b)

LEE a comparé ses résultats à ceux obtenus par la méthode des équations intégrales de BUTTERFIELD et BANERJEE (1971). Il a constaté une bonne concordance.

LEE a également comparé ses résultats avec les résultats expérimentaux obtenus par COOKE et al. (1980) (Fig. IV.24 et IV.25). 40

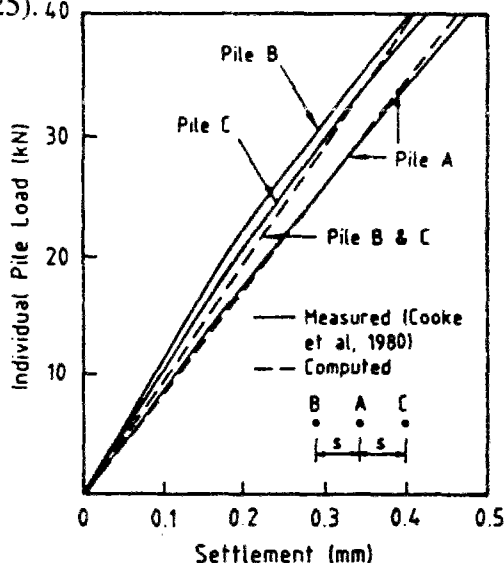


Fig. IV.24 : Comparaison des résultats de cette méthode avec ceux expérimentaux (COOKE et al., 1980), dans le cas d'un groupe soumis à une charge uniforme (LEE 1993b)

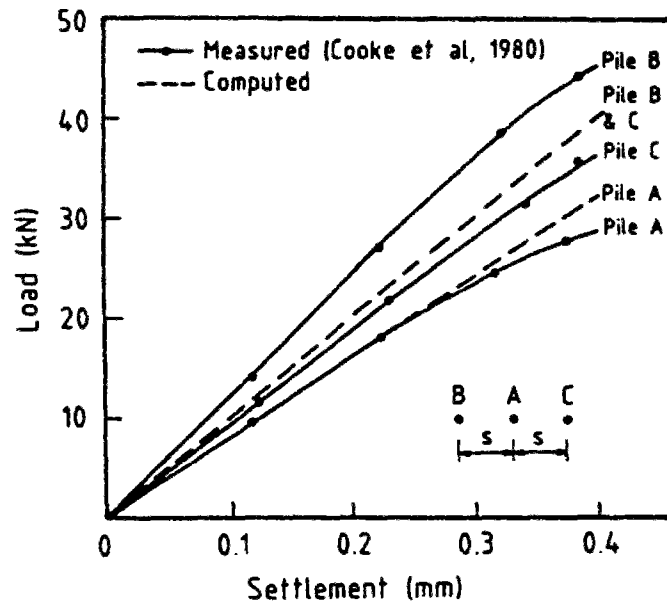


Fig. IV.25 : Comparaison des résultats de cette méthode avec ceux expérimentaux (COOKE et al. ,1980), dans le cas d'un groupe soumis à un tassement uniforme (LEE 1993b)

#### 4. Méthodes des éléments finis

OTTAVIANI (1975), en utilisant la méthode des éléments finis, a étudié le comportement d'un pieu isolé, et également celui d'un groupe de pieux, chargé verticalement, dans un sol élastique linéaire et homogène. Dans cette étude, le déplacement relatif à l'interface sol-pieu n'est pas pris en compte.

DESAI et APPEL (1976) ont fait une analyse tridimensionnelle avec comportement élastique linéaire ou non linéaire du sol, permettant le déplacement relatif à l'interface, pour lequel un élément spécial est utilisé.

MUQTADIR et DESAI (1981) ont mené une étude paramétrique d'un groupe de pieux, en utilisant une procédure tridimensionnelle d'éléments finis. Dans cette étude, ils ont examiné l'influence des rigidités relatives du chevêtre, du pieu, et du sol sur la distribution des charges et des déplacements. MUQTADIR et DESAI (1986), afin d'inclure les effets du glissement relatif et du décollement sol-pieu, ont utilisé un élément d'interface d'épaisseur nulle.

#### 5. Méthodes empiriques

L'estimation du tassement d'un groupe de pieux peut également être faite à l'aide de méthodes empiriques ou d'approches simplifiées.

##### 5.1. Méthode de SKEMPTON

Parmi les méthodes simples de l'estimation du tassement, citons la formule empirique de SKEMPTON (1953) basée sur des observations in-situ. Elle est applicable aux groupes de pieux dans le sable.

$$\frac{w_G}{w_i} = \frac{(4B_G + 9)^2}{(B_G + 12)^2} \quad (\text{IV.53})$$

où  $w_G$  est le tassement du groupe de pieux,  $w_i$  le tassement du pieu isolé et  $B_G$  la largeur frontale de groupe, en pieds (1 pied = 0,3 m).

## 5.2. Méthode de VESIC

VESIC (1969) a proposé une relation simple pour le tassement d'un groupe de pieux :

$$w_G = \sqrt{\frac{B_G}{d \cdot w_{i(e)}}} \quad (\text{IV.54})$$

où  $d$  est le diamètre des pieux et  $w_{i(e)}$  le tassement élastique d'un pieu sous charge de service. Il a également proposé une méthode pour la détermination de ce tassement.

## 5.3. Méthode de MEYERHOF

MEYERHOF (1976) a suggéré l'équation suivante pour calculer le tassement élastique d'un groupe de pieux :

$$w_G = \frac{0,92 \times 10^{-3} q \sqrt{B_G} I}{N_{\text{cor}}} \quad (\text{IV.55})$$

où  $q$  est la pression moyenne appliquée sur le groupe ( $= Q_G / (L_G \cdot B_G)$ , avec  $Q_G$  la charge totale sur le groupe de pieux et  $L_G$  la longueur de la section du groupe de pieux),  $N_{\text{cor}}$  est la valeur moyenne du nombre corrigé de coups à l'essai de pénétration standard (S.P.T.) dans la zone qui se tasse (environ jusqu'à la profondeur  $B_G$  en dessous de la pointe de pieux),  $I$  le facteur d'influence ( $= 1 - L/8B_G > 0,5$ ) et  $L$  la longueur des pieux.

De la même manière, mais avec les résultats de l'essai de pénétration au cône, le tassement peut être déterminé comme suit :

$$w_G = \frac{q B_G I}{2 q_c} \quad (\text{IV.56})$$

où  $q_c$  est la résistance moyenne au cône dans la zone qui se tasse.

## 5.4. Méthode du radier général équivalent

L'approche simplifiée consistant à remplacer un groupe de pieux par un radier général équivalent, est proposée par SOWERS (1979), TOMLINSON (1987) et BOWLES (1988), mais il y a quelques différences entre ces propositions. Par exemple, dans la procédure de TOMLINSON (1987), la profondeur du radier général équivalent varie entre  $2L/3$ , pour les pieux flottants, et  $L$ , pour les pieux résistants en pointe ( $L$  est la longueur des pieux). La

charge se transmet dans les couches de sol, avec une pente 1 sur 4 (Fig. IV.26). Le tassement du groupe  $w_G$  s'écrit :

$$w_G = w_{re} + \Delta w \quad (IV.57)$$

où  $w_{re}$  est le tassement du radier général équivalent et  $\Delta w$  est la compression des pieux au-dessus du niveau du radier.

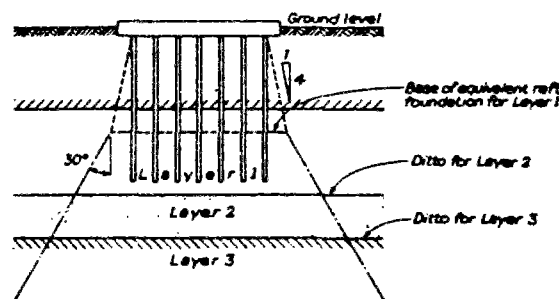


Fig. IV.26 : Distribution de charge sous le radier général équivalent (TOMLINSON, 1987)

### 5.5. Méthode du pieu équivalent

On a déjà évoqué plus haut (§ 2.2) la méthode de POULOS du pieu équivalent avec un diamètre équivalent (ou une longueur équivalente). POULOS (1992b) a proposé les diamètres équivalents suivants, lorsque les pieux traversent des sols de caractéristiques différents :

- pieux flottants : 
$$d_e = 1,27 \sqrt{A_G} \quad (IV.58)$$

- pieux résistants en pointe : 
$$d_e = 1,13 \sqrt{A_G} \quad (IV.59)$$

où  $d_e$  est le diamètre équivalent et  $A_G$  la surface du groupe de pieux ( $=L_G \cdot B_G$ ). Le module d'Young du pieu équivalent  $E_e$  est calculé comme suit :

$$E_e = E_p \frac{A_p}{A_G} + E_s \left( 1 - \frac{A_p}{A_G} \right) \quad (IV.60)$$

où  $A_p$  est la surface totale des pieux dans le groupe et  $E_p$  et  $E_s$  sont respectivement le module d'Young des pieux et le module d'Young moyen du sol à l'intérieur du groupe.

Après réduction du groupe de pieux à un pieu équivalent, la solution théorique pour la détermination du tassement d'un pieu isolé peut être utilisée.





## **Partie B**

# **Analyse numérique du tassement des groupes de micropieux par modèle "hybride"**

### **1. Introduction**

La complexité de l'analyse des groupes de pieux nécessite l'utilisation de programmes informatiques (logiciels) et d'ordinateurs. Cette utilisation permet de faire l'analyse générale des groupes de pieux, afin de déterminer les déplacements des pieux et la distribution des charges parmi eux. Par ailleurs, ces logiciels permettent de mieux connaître des facteurs qui peuvent influencer le comportement d'une fondation profonde. Par exemple, l'arrangement optimal des pieux dans un groupe peut être obtenu en faisant varier l'entre-axes et l'angle d'inclinaison des pieux inclinés.

Tout d'abord, on étudie brièvement les logiciels les plus connus du calcul des groupes de pieux. Il s'agit de DEFPIG (POULOS, 1980a et b), de PIGLET (RANDOLPH, 1980, 1983 et 1985), de PGROUP (BANERJEE et DRISCOLL, 1976) et de PILGP1 (O'NEILL et al., 1977). Les trois premiers logiciels sont dans la catégorie du continuum élastique (voir Partie A, § 2) ; le quatrième utilise le principe du modèle hybride (voir Partie A, § 3).

Ensuite, on décrit le programme GOUPIL du LCPC (BANGRATZ, 1982 ; DEGNY, 1987 et 1988) qui utilise la méthode des fonctions de transfert de charge pour l'interaction entre le sol et pieu, avec mise en oeuvre numérique par matrices-transferts.

Après avoir expliqué le principe de GOUPIL, on développe une méthode de calcul qui correspond à introduire automatiquement, dans le programme GOUPIL, des effets de groupes. Le nouveau logiciel obtenu est appelé "GOUPEG". Il est à noter que ce logiciel utilise un modèle de type hybride (voir Partie A, § 3).

Finalement, quelques résultats de tests numériques de GOUPEG sont présentés. Enfin, afin de valider numériquement GOUPEG, on compare ses résultats avec ceux obtenus par les différentes méthodes du continuum élastique et également, par la méthode des éléments finis (CESAR-LCPC).



## 2. Programmes de calcul des groupes de pieux existants

Différents programmes informatiques pour analyser des groupes de pieux sont disponibles, correspondant aux différentes méthodes de calcul des groupes de pieux (voir Partie A du présent Chapitre). Les plus connus sont DEFPIG, PIGLET, PGROUP, PILGPI et GOUPIL-LCPC. Le tableau IV.3 donne les principales informations et références sur ces programmes. Ce tableau a été établi par POULOS (1989). Nous y avons simplement ajouté le programme GOUPIL.

Programme	Référence	Remarque
DEFPIG	POULOS (1980b)	analyse non-linéaire du continuum et utilisation des facteurs d'interaction
PIGLET	RANDOLPH (1980, 1983)	analyse simplifiée du continuum et utilisation des facteurs d'interaction
PGROUP	BANERJEE et DRISCOLL (1976)	analyse complète du continuum linéaire
PILGPI	O'NEILL et al. (1977)	analyse hybride non-linéaire
GOUPIL	BANGRATZ (1982) et DEGNY (1987)	lois de transfert de charge

Tableau IV.3: Différents programmes de calcul des groupes de pieux (d'après POULOS, 1989)

### 2.1. Programme DEFPIG

Le principe de ce logiciel est expliqué par POULOS (1980b, voir Partie A, § 2.1). Le programme DEFPIG est basé sur l'utilisation des formules de MINDLIN (méthode d'équations intégrales) pour analyser des pieux isolés dans un sol élastique et déterminer l'interaction entre deux pieux par le facteur d'interaction qui représente l'augmentation relative de déplacement (ou rotation) d'un pieu dû à un autre pieu. Les interactions dépendent de la géométrie, de la rigidité et de l'entre-axes des pieux et également de la distribution du module du sol. Pour déterminer le tassement d'un groupe de pieux, on superpose les facteurs d'interaction.

Dans ce logiciel, les pieux peuvent être résistants en pointe et encastés ou articulés en tête dans la semelle de liaison, mais la semelle de liaison est toujours rigide. Elle peut être en contact avec le sol (effet de fondation "mixte").

### 2.2. Programme PIGLET

RANDOLPH (1980 et 1983) a écrit ce programme qui est basé sur des expressions algébriques donnant la réponse d'un pieu isolé due à une charge verticale, une charge horizontale et une charge de torsion. Cette réponse est modifiée afin de prendre en compte

l'interaction entre les pieux (voir Partie A, § 2.2). Le sol est assimilé à un continuum élastique avec un coefficient de Poisson et un module de cisaillement qui croît linéairement avec la profondeur.

PIGLET, comme le programme précédent, peut prendre en compte des pieux résistants en pointe et les conditions limites en tête des pieux sont identiques. La semelle de liaison, rigide également, est libre en rotation.

**Remarque :** Au contraire de DEFPIG, PIGLET tient compte de la torsion. Par contre, dans DEFPIG, on peut prendre en compte une hétérogénéité générale du sol et on peut introduire une résistance à l'interface sol-pieu (frottement limite).

Une comparaison détaillée de DEFPIG et de PIGLET a été effectuée par POULOS et RANDOLPH (1983).

### 2.3. Programme PGROUP

BANERJEE et DRISCOLL (1976) sont les auteurs de ce logiciel. PGROUP utilise la méthode des équations intégrales pour l'ensemble du groupe de pieux (voir Partie A, § 2.5). Le sol est assimilé à un matériau élastique et le contact entre la semelle de liaison et le sol est possible, ainsi que la variation linéaire du module d'Young avec la profondeur.

PGROUP est le programme le plus rigoureux, mais il a besoin de moyens de calcul puissants. Il faut souligner que la discrétisation moins serrée des pieux peut mener à une précision douteuse (FLEMING et al., 1985).

### 2.4. Programme PILGP1

Ce programme est dû à O'NEILL et al. (1977). PILGP1 utilise le modèle hybride (voir Partie A, § 3.1) qui permet de prendre en compte les effets de groupe et l'interaction non-linéaire sol-pieu isolé. Le comportement du pieu isolé est déterminé en utilisant des courbes de transfert de charge non-linéaires (t-z et p-y).

Dans ce logiciel, on ne prend pas en compte le contact entre le sol et la semelle de liaison (qui est rigide).

### 2.5. Programme GOUPIL

BANGRATZ (1982) et DEGNY (1987) ont développé ce logiciel qui utilise la méthode des matrices-transferts. L'interaction entre sol et pieu sous charge verticale ou horizontale est définie au moyen des lois de transfert de charge (ou lois de réaction) non-linéaires, en fonction du déplacement relatif sol-pieu. Dans le sol, ce logiciel ne tient pas compte des contraintes de cisaillement dues à la torsion du pieu.

Il faut noter que l'analyse utilisée dans GOUPIL est l'extension au cas des groupes de pieux des analyses des logiciels PIVER (analyse du comportement d'un pieu isolé sous effort axial, FRANK, 1989) et PILATE (analyse du comportement d'un pieu isolé sous effort latéral, BAGUELIN, FRANK et GUEGAN, 1976; FRANK, 1984).

GOUPIL ne prend pas directement en compte l'effet de groupe. Il est possible de l'introduire, soit par l'intermédiaire d'un déplacement "libre" du sol, soit par la pondération des lois de réaction de sol.

Ici, comme pour les programmes précédents, la semelle de liaison est rigide. Les pieux peuvent être encastrés ou articulés en tête et en pointe. On peut également, définir des lois de mobilisation des efforts pour la pointe des pieux. Le principe de ce logiciel est décrit, plus en détail, ci-dessous.

### 3. Principe du programme GOUPIL

Les différents types de sollicitations (flexion, compression et torsion) sont découplées (hypothèse de la résistance des matériaux des poutres de faible courbure).

Les équations d'équilibre pour chacun des pieux, dans le groupe, peuvent être écrites dans un repère local dont l'origine est la tête du pieu. Les axes de ces repères sont les axes d'inertie de la section droite du pieu et l'axe du pieu. Dans ces axes, nous résumons dans le tableau IV.4 les équation mécaniques pour un tronçon du pieu de longueur infinitésimale (Fig. IV.27).

Dans ce qui suit, nous utilisons l'ordre de présentation et la notation de DEGNY et ROMAGNY (1989).

#### 3.1. Lois de réaction du sol

Dans GOUPIL et pour l'interaction sol-pieu, la charge répartie P (selon l'axe x), Q (selon l'axe y) et R (selon l'axe z) sont des fonctions du déplacement "relatif" sol-pieu :

$$P = f_1 (f - u) \quad ; \quad Q = f_2 (g - v) \quad ; \quad R = f_3 (h - w) \quad (IV.61)$$

où f, g et h sont les déplacements libres du sol dans les trois directions perpendiculaires. Dans ce programme, les fonctions  $f_i$  sont linéaires par morceaux (Fig. IV.28) :

$$f_i(\xi) = a_i^j + b_i^j \cdot \xi \quad (IV.62)$$

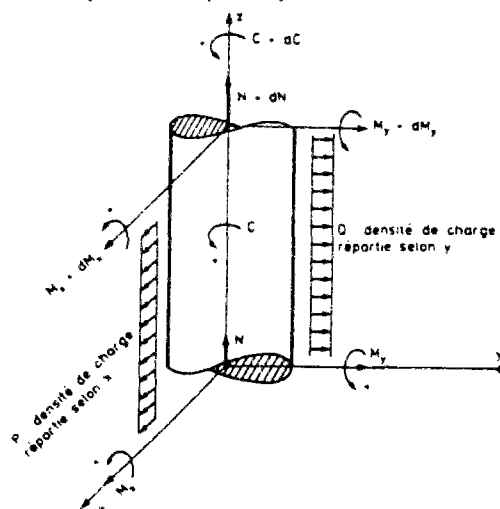


Fig. IV.27 : Convention de signe du programme GOUPIL (DEGNY et ROMAGNY, 1989)

Sollicitation	Equilibre du tronçon élémentaire	Comportement élastique	Equation différentielle de la ligne élastique
<b>Compression</b>	$\frac{dN}{dz} = -R$	$\frac{dw}{dz} = \frac{N(z)}{ES}$	$ES \frac{d^2w}{dz^2} + R = 0$
<b>Torsion</b>	$\frac{dC}{ds} = -S_c$	$\frac{d\theta_x}{dz} = \frac{C(z)}{GK}$	$GK \frac{d^2\theta_x}{dz^2} + S_c = 0$
<b>Flexion plan x-z</b>	$\frac{dM}{dz} = -T_x$ $\frac{dT_x}{dz} = -P$	$M_y = EI_y \frac{d\theta_y}{dz}$ $= EI_y \frac{d^2u}{dz^2}$	$EI_y \frac{d^4u}{dz^4} - P = 0$
<b>Flexion plan y-z</b>	$\frac{dM_x}{dz} = T_y$ $\frac{dT_y}{dz} = -Q$	$M_x = EI_x \frac{d\theta_x}{dz}$ $= EI_x \frac{d^2v}{dz^2}$	$EI_x \frac{d^4v}{dz^4} - Q = 0$
<b>Définitions</b>	N : effort normal a la section droite, C : couple de torsion, Mx : moment fléchissant autour de l'axe des x, My : moment fléchissant autour de l'axe des y, Tx : effort tranchant selon x, Ty : effort tranchant selon y, P : densité de charge répartie selon x, Q : densité de charge répartie selon y, R : densité de charge répartie selon z, Sc : densité de couple répartie autour de l'axe z.	u : flèche dans la direction x, v : flèche dans la direction y, w : déplacement dans la direction z, qx : rotation de la section droite autour de l'axe x, qy : rotation de la section droite autour de l'axe y, qz : rotation de la section droite autour de l'axe z, E : module d'Young, G : module de cisaillement, S : section droite, K : inertie de torsion de la section droite, Ix : inertie autour de l'axe des x, Iy : inertie autour de l'axe des y.	

Tableau IV.4 : Equations mécaniques de GOUPIL  
(d'après DEGNY et ROMAGNY, 1989)

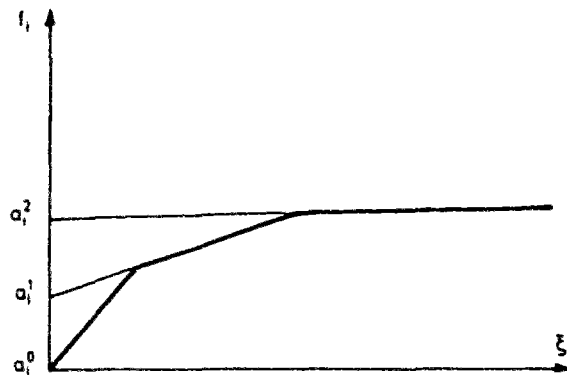


Fig. IV.28 : Courbe de réaction (DEGNY et ROMAGNY, 1989)

### 3.2. Principe de résolution

Le principe de résolution de GOUPIL est basé sur les solutions analytiques des équations différentielles pour chacune des sollicitations élémentaires (qui sont découplées), comme dans les programmes PILATE et PIVER.

La procédure utilise une double discrétisation :

- la discrétisation physique en segments de pieux (si la section droite varie le long de pieux) et couches de sol (s'il y a des différentes couches du sol), et
- la discrétisation numérique en tronçons (notamment, là où l'on a besoin des valeurs des déplacements et des contraintes le long des pieux).

#### 3.2.1. Discrétisation physique

On discrétise chaque pieu en segments, où les caractéristiques mécaniques et géométriques sont constantes.

En ce qui concerne la loi de réaction du sol, pour chacune des sollicitations élémentaires (flexion, compression), on discrétise le sol en couches, auxquelles on applique des lois de transfert de charge définies (il n'y a pas de réaction en torsion).

La modélisation des déplacements du sol est effectuée par un polynôme de degré 3.

#### 3.2.2. Discrétisation numérique

Il faut que la discrétisation numérique en tronçons de pieux soit compatible avec les différentes discrétisations physiques.

En ce qui concerne la convergence, une procédure itérative est utilisée. Pour un tronçon donné, on détermine les caractéristiques mécaniques du sol (soit tangentes, soit sécantes), puis après le calcul général par GOUPIL, on obtient le déplacement et la réaction du sol au niveau inférieur et supérieur de ce tronçon. Cela nous conduit à de nouvelles caractéristiques mécaniques pour calculer de nouveaux déplacements d'équilibre. La convergence est atteinte, à condition que le point correspondant à la moyenne des réactions du sol (en haut et en bas du tronçon) et à la moyenne des déplacements relatifs sol-pieu, se situe sur la courbe de réaction (définie auparavant) avec une certaine tolérance. Ce processus est, évidemment, effectué pour tous les tronçons et pour tous les pieux.



### 3.3. Structure et méthode de résolution

Le principe de résolution est basé sur la méthode et la notion de matrice-transfert et de vecteur d'état.

#### 3.3.1. Vecteur d'état

Le vecteur d'état en une section droite du pieu est le suivant :

$$V = \begin{bmatrix} D \\ E \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{IV.63})$$

où D est un vecteur de dimension 6, constitué du vecteur déplacement U et du vecteur rotation  $\Theta$ . Donc :

$$D = \begin{bmatrix} u \\ U \begin{array}{|c} v \\ w \end{array} \\ \Theta \begin{array}{|c} \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{array} \end{bmatrix} \quad (\text{IV.64})$$

et E est également un vecteur de dimension 6, constitué du vecteur effort tranchant F et du vecteur moment fléchissant M.

$$E = \begin{bmatrix} F_x \\ F \begin{array}{|c} F_y \\ F_z \end{array} \\ M_x \\ M \begin{array}{|c} M_y \\ M_z \end{array} \end{bmatrix} \quad (\text{IV.65})$$

V est donc un vecteur de dimension 13 dont la treizième composante, toujours égale à 1, est la composante d'homogénéité.

#### 3.3.2. Matrice-transfert

La matrice-transfert d'un tronçon de pieu est la matrice T qui relie le vecteur d'état du niveau inférieur  $V_1$  avec celui du niveau supérieur  $V_0$  (les deux extrémités du tronçon) :

$$V_1 = T.V_0 \quad (IV.66)$$

$$\begin{bmatrix} D_1 \\ E_1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} & \alpha \\ T_{21} & T_{22} & \beta \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} D_0 \\ E_0 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (IV.67)$$

La matrice-transfert T est de dimension 13x13 et chacune des sous-matrices  $T_{ij}$  est de dimension 6x6. Sur la treizième colonne de cette matrice, il y a deux sous-vecteurs  $\alpha$  et  $\beta$ , de dimension 6. Ils représentent les chargements extérieurs du tronçon de pieu. La matrice T est composée à partir des solutions analytiques de chacune des sollicitations élémentaires.

On peut déterminer la matrice-transfert de la liaison liant la tête du pieu au chevêtre. Si le pieu n'a pas la même section tout son long, on le divise en tronçons de caractéristiques constantes. Pour chacun de ces tronçons, on peut écrire la matrice-transfert liant le vecteur d'état en chacune de ses deux extrémités :

$$\begin{aligned} \text{tronçon 1 : } V_1 &= T_1.V_0 \text{ (liaison pieu-chevêtre)} \\ \text{tronçon 2 : } V_2 &= T_2.V_1 \\ &\dots\dots\dots \\ \text{tronçon j : } V_j &= T_j.V_{j-1} \\ &\dots\dots\dots \\ \text{tronçon n : } V_n &= T_n.V_{n-1} \end{aligned}$$

On aboutit à :

$$V_n = (T_n.T_{n-1} \dots\dots\dots T_j \dots\dots\dots T_2.T_1).V_0 \quad (IV.68)$$

Donc, la matrice-transfert d'un pieu donné est le produit des matrices-transferts de chacun de ses tronçons.

### 3.3.3. Conditions aux limites et éléments de rigidité en tête d'un pieu

Les conditions aux limites, en pointe d'un pieu, peuvent être écrites sous la forme d'une relation linéaire :

$$A.E_1 + B.D_1 = C \quad (IV.69)$$

où A et B sont des matrices de dimension 6x6 et C un vecteur de dimension 6. Les valeurs de ces deux matrices et celle du vecteur C sont données dans le tableau IV.5.

Condition à la pointe du pieu	Matrice A	Matrice B	Vecteur C
Encastrement	nulle	unité	nul
Libre	unité	nulle	nul

Tableau IV.5 : Conditions aux limites, en pointe de pieu (d'après DEGNY et ROMAGNY, 1989)

On montre que, au moyen de cette hypothèse, le torseur des efforts en tête du pieu s'écrit linéairement en fonction du torseur des déplacements :

$$E = R.D + G \quad (IV.70)$$

R et G sont respectivement la matrice de rigidité (dimension 6x6) et le vecteur de rigidité (dimension 6) en tête du pieu.

Les éléments de rigidité au centre du chevêtre peuvent être calculés en sommant les différents éléments de rigidité de chacun des pieux.

Une fois que les composantes inconnues des torseurs de déplacement et d'effort au centre du chevêtre sont déterminées, on calcule les résultats intermédiaires (effort et déplacement), en chacun des niveaux de discrétisation numérique de tous les pieux.

L'algorithme du programme GOUPIL est résumé dans le tableau IV.6.

#### 4. Principe du programme GOUPEG

Ce programme correspond à l'introduction, d'une manière automatique, dans le programme GOUPIL, des effets de groupe ('EG').

Nous avons effectué cette programmation en gardant de GOUPIL la méthode des matrices-transferts, pour modéliser les éléments structuraux (pieux et chevêtre), les fonctions de transfert non-linéaires, pour modéliser les interactions sol-pieu isolé, ainsi que les processus de discrétisation physique et numérique.

Cette programmation a consisté à modéliser les effets de groupe par l'introduction des équations de MINDLIN. GOUPEG utilise donc un modèle de type "hybride" (voir Partie A, § 3.1, méthode d'O'NEILL et al.; 1977).

##### 4.1. Facteurs multiplicatifs des courbes de mobilisation d'effort

Au moyen de GOUPIL, la distribution initiale du frottement latéral (sans interaction) sous charge axiale peut être calculée. A cette étape, on obtient un déplacement pour chaque tronçon de pieu (itération "0"). Par exemple,  $(d_{\text{E}})_0$  pour le tronçon i du pieu I dans le groupe.

Par ailleurs, les facteurs multiplicatifs des courbes de mobilisation du frottement latéral, pour chaque tronçon de pieu, sont calculés au moyen des équations de MINDLIN. Ce facteur multiplicatif pour le tronçon i du pieu I est noté  $(\omega_{\text{E}})_1$  (l'indice 1 représente l'itération numéro 1). Il est le rapport de la somme de  $(d_{\text{E}})_0$  et du déplacement supplémentaire  $(\delta_{\text{E}})_1$  causé par l'interaction (entre ce tronçon et les tronçons des autres pieux dans le groupe), au déplacement  $(d_{\text{E}})_0$  lui-même (Fig. IV.29) :

$$(\omega_{\text{E}})_1 = \frac{(d_{\text{E}})_0 + (\delta_{\text{E}})_1}{(d_{\text{E}})_0} \quad (IV.71)$$

<b>Programme Goupil</b>	
<b>Etape 1</b>	<p>Détermination des éléments de rigidité pour chaque pieu</p> <p><b>I</b> - calcul des matrices-transferts pour chaque tronçon élémentaire,  <b>II</b> - calcul de la matrice-transfert totale du pieu,  <b>III</b> - calcul des éléments de rigidité (R et G) en tête du pieu.</p> <p><b>Remarque</b> : liaison non comprise</p>
<b>Etape 2</b>	<p>résolution au centre du chevêtre</p> <p><b>I</b> - pour chaque pieu, prise en compte de la liaison au chevêtre,  <b>II</b> - détermination des éléments de rigidité au centre du chevêtre,  <b>III</b> - résolution du vecteur d'état au centre du chevêtre (D, E),  <b>IV</b> - calcul du vecteur d'état en tête de chaque pieu.</p>
<b>Etape 3</b>	<p>résultats intermédiaires pour chaque pieu</p> <p><b>I</b> - calcul du vecteur d'état en bas de chaque tronçon constituant le pieu, et des réactions de sol,  critère 1 de convergence : sur les courbes de réaction du sol.  <b>II</b> - calcul du vecteur d'état en pointe du pieu.  critère 2 de convergence : sur les courbes de réaction en pointe (s'il y en a).</p>
<b>Test</b>	<p>Si (critère 1 et 2) = "vrai" : arrêt du calcul  "faux" : retour à l'étape 1.</p>

Tableau IV.6 : Algorithme du programme Goupil  
(d'après DEGNY et ROMAGNY, 1989)

En considérant deux pieux I et J dans le groupe de pieux selon la figure IV.30, le tassement supplémentaire, à toute itération, s'écrit :

$$\delta_{II} = \sum_{J=1}^n \sum_{j=1}^k (d\delta)_{II,Jj} \quad (IV.72)$$

où :

$n$  : le nombre de pieux dans le groupe,

$k$  : le nombre de tronçons d'un pieu du groupe,

$(d\delta)_{II,Jj}$  : la portion du tassement supplémentaire du tronçon  $i$  du pieu I causé par la force au tronçon  $j$  du pieu J.

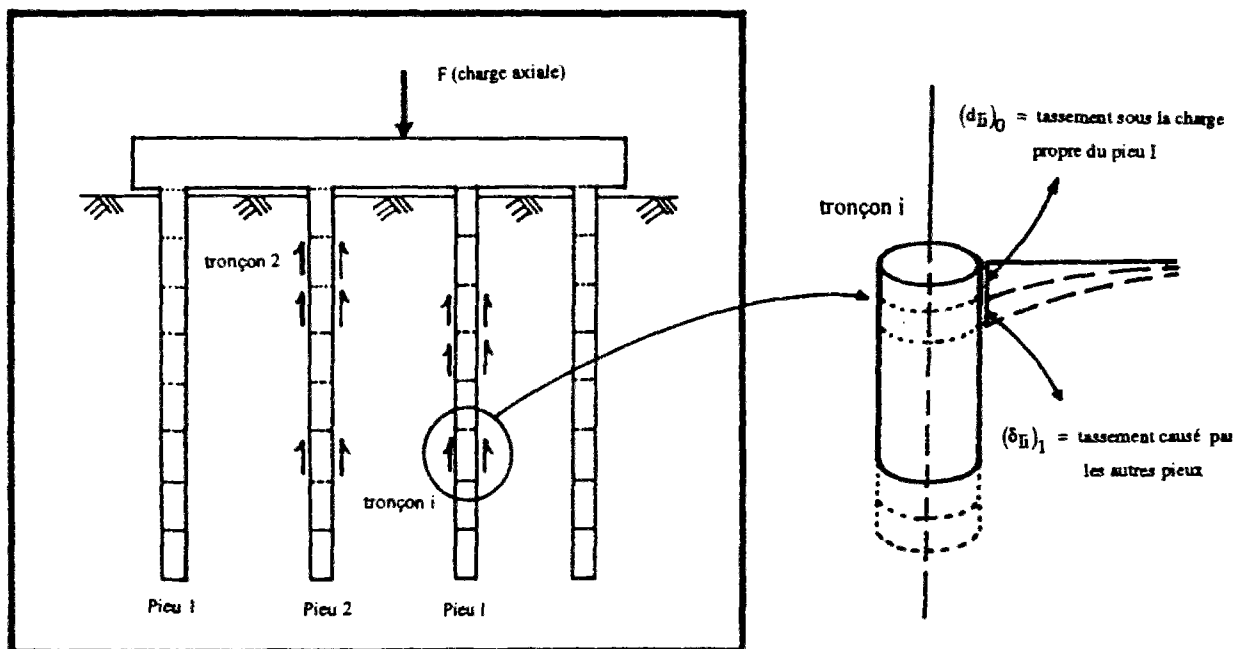


Fig. IV.29 : Tassement d'un tronçon de pieux dans le groupe

Le facteur multiplicatif du tronçon  $i$  du pieu I à l'itération 1 est, donc :

$$(\omega_{II})_1 = 1 + \frac{(\delta_{II})_1}{(d_{II})_0} = 1 + \frac{1}{(d_{II})_0} \sum_{J=1}^n \sum_j (d\delta)_{II,Jj,1} \quad (IV.73)$$

Dans le programme GOUPEG, le frottement latéral, distribué sur la surface latérale d'un tronçon donné  $j$ , est assimilé à une force ponctuelle au centre de la section droite inférieure de ce tronçon (voir Partie A, § 2.1; approximation d'EL-SHARNOUBY et NOVAK, 1985 et voir Partie A, § 3.1; méthode d'ONEILL et al., 1977).

Le frottement latéral total  $F_{Jj}$  distribué sur la surface  $\pi.d.b$  du tronçon  $j$  du pieu  $J$  (Fig. IV.30) s'écrit (à toute itération) :

$$F_{Jj} = \pi.d.b.f_{Jj} \quad (IV.74)$$

où  $f_{Jj}$  est le frottement latéral unitaire du tronçon  $j$  du pieu  $J$ .

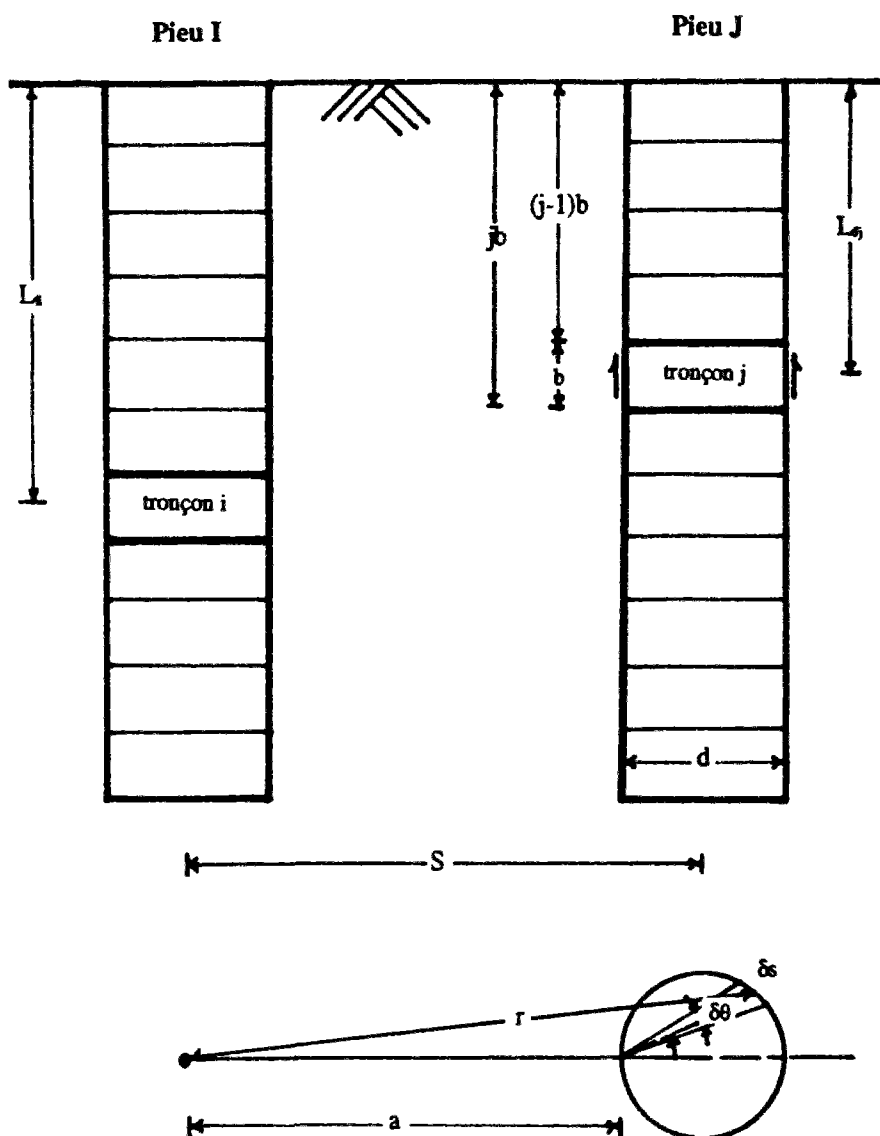


Fig. IV.30 : Discrétisation et géométrie des pieux du groupe

MINDLIN (1936) donne la relation entre  $(d\delta)_{i,j}$  et  $F_{Jj}$  à toute itération :

$$(d\delta)_{i,j} = \frac{1}{G} I_{ij}^* \cdot F_{Jj} \quad (IV.75)$$

où :

$G$  : le module de cisaillement du sol,

$I_{ij}^*$  : le facteur d'influence entre le tronçon  $i$  du pieu  $I$  et le tronçon  $j$  du pieu  $J$  ( $J \neq I$ ).

$$I_{ij}^* = \frac{1}{16 \pi (1-\nu)} \left[ \frac{(3-4\nu)}{r_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{r_2} + \frac{(L_{\bar{I}} - L_{Jj})^2}{r_1^3} \right. \\ \left. + \frac{(3-4\nu)(L_{\bar{I}} + L_{Jj})^2 - 2L_{\bar{I}}L_{Jj}}{r_2^3} + \frac{6L_{\bar{I}}L_{Jj}(L_{\bar{I}} + L_{Jj})^2}{r_2^5} \right] \quad (IV.76)$$

avec  $r_1^2 = (L_{\bar{I}} - L_{Jj})^2 + S^2$  et  $r_2^2 = (L_{\bar{I}} + L_{Jj})^2 + S^2$ , où  $L_{\bar{I}}$  et  $L_{Jj}$  sont définis sur la figure IV.30.

$I_{ij}^*$  est un facteur sans dimension, invariable pendant les itérations ; il ne dépend que de la géométrie du groupe de pieux.

Par la suite, le tassement supplémentaire du tronçon  $i$  du pieu  $I$  à l'itération  $1$  s'écrit donc :

$$(\delta_{\bar{I}})_1 = \sum_{\substack{J \\ J \neq I}} \sum_j (d\delta)_{\bar{I},J,j,1} = \frac{1}{G} \sum_{\substack{J=1 \\ J \neq I}}^n \sum_{j=1}^k \left[ (F_{Jj})_0 \cdot I_{ij}^* \right] \quad (IV.77)$$

où :  $(d\delta)_{\bar{I},J,j,1}$  : la portion du tassement supplémentaire du tronçon  $i$  du pieu  $I$  causé par la force ponctuelle au tronçon  $j$  du pieu  $J$  à l'itération numéro  $1$ ,

$(F_{Jj})_0$  : la force ponctuelle au centre de la surface inférieure du tronçon  $j$  du pieu  $J$  à l'itération  $0$  et (sans interaction).

Les relations (IV.13) à (IV.17) permettent de calculer  $(\omega_{\bar{I}})_1$  ainsi que  $\omega_{\bar{I}}$  aux itérations suivantes. Ainsi,  $(\omega_{\bar{I}})_n$  s'exprime de la manière suivante :

$$\begin{aligned} (\omega_{\bar{I}})_n &= 1 + \frac{(\delta_{\bar{I}})_n}{(d_{\bar{I}})_0} = 1 + \frac{1}{(d_{\bar{I}})_0} \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta)_{\bar{I},J,j,n} \\ &= 1 + \frac{1}{(d_{\bar{I}})_0 \cdot G} \sum_{\substack{J=1 \\ J \neq I}}^n \sum_{j=1}^k \left[ (F_{Jj})_{n-1} \cdot I_{ij}^* \right] \end{aligned} \quad (IV.78)$$

**Remarque 1 :** La procédure est la même pour l'effort de pointe (dans le cas où des pointes des pieux sont encastées ou articulées). On ajoute, à la force de frottement latéral du dernier tronçon, la force correspondant à l'effort de pointe.

**Remarque 2 :** GOUPEG, dans le cas de couches de sol hétérogènes, prend en compte la valeur moyenne du module de cisaillement des deux couches  $i$  et  $j$  : celle pour laquelle on calcule le tassement supplémentaire et celle où est situé la force ponctuelle (voir Partie A, § 2.3; méthode de YAMASHITA et al., 1987).

**Remarque 3 :** L'introduction rigoureuse des équations de MINDLIN nécessiterait une double intégration de  $f_{ij}$  sur la surface  $\pi \cdot b \cdot d$  (surface infinitésimale =  $r \cdot d\theta \cdot dz$ , Fig. IV.30) ; dans ce cas, le tassement supplémentaire du tronçon  $i$  du pieu  $I$  s'écrit :

$$\delta_{\bar{h}} = \frac{2d}{E} \sum_{j=1}^n \sum_{j \neq 1}^k f_{j_j} \int_{(j-1)b}^{jb} \int_0^{\pi/2} I_p d\theta dz \quad (\text{IV.79})$$

où :

$$I_p = \frac{1+\nu}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{\zeta_1^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)}{R_1} + \frac{(5-12\nu+8\nu^2)}{R_2} + \frac{[(3-4\nu)\zeta^2 - 2L_{j_j}\zeta + 2L_{j_j}^2]}{R_2^3} \right. \\ \left. + \frac{[6L_{j_j}\zeta^2(\zeta - L_{j_j})]}{R_2^5} \right\}$$

avec :  $\zeta = L_{\bar{h}} + L_{j_j}$ ,

$\zeta_1 = L_{\bar{h}} - L_{j_j}$ ,

$R_2^2 = (a+d \cos^2 \theta)^2 + (d^2/4)\sin^2 2\theta + \zeta^2$ ,

$R_1^2 = (a+d \cos^2 \theta)^2 + (d^2/4)\sin^2 2\theta + \zeta_1^2$ ,

$\nu$  : le coefficient de Poisson.

#### 4.2. Modification des courbes de mobilisation d'effort

Une fois le calcul des facteurs multiplicatifs effectué, on modifie les courbes de mobilisation du frottement latéral. Ici, le facteur multiplicatif est un facteur de type "facteur-z" (voir Partie A, § 3 et Fig. IV.16).

Pour le tronçon  $i$  du pieu  $I$  du groupe, la linéarisation de la courbe de mobilisation du frottement latéral (Eq. IV.62) s'écrit :

$$f_{0,i}(h-w) = (a_m)_{0,i} + (b_m)_{0,i} \cdot (h-w) \quad (\text{IV.80})$$

où l'indice "0,i" représente l'itération 0 pour le tronçon  $i$  du pieu  $I$ . On rappelle que  $w$  est le déplacement vertical de tronçon de pieu et  $h$  le déplacement vertical libre du sol. A cette itération les courbes de mobilisation du frottement latéral ne sont pas encore modifiées (Fig. IV.31) et on calcule la distribution initiale du frottement latéral sans interaction entre les pieux; l'indice 'm' montre le palier où le calcul est en cours (0, 1 ou 2 dans le cas d'une loi trilineaire; voir Chap. II, Partie A, § 3.1.2; FRANK et ZHAO, 1982).

Si on multiplie les abscisses de la courbe de l'itération 0 par  $(\omega_{\bar{h}})_1$ , on obtient la courbe de l'itération 1 (Fig. IV.31), donc :

$$f_{1,i}(h-w) = (a_m)_{1,i} + (b_m)_{1,i} \cdot (h-w) = (a_m)_{0,i} + \frac{(b_m)_{0,i}}{(\omega_{\bar{h}})_1} (h-w) \quad (\text{IV.81})$$

$$f_{1,i}(h-w) = (a_m)_{0,i} + \frac{(b_m)_{0,i}}{1 + \sum_{j=1}^J \sum_{j \neq 1}^k (d\delta)_{\bar{h},j,1} / (d_{\bar{h}})_0} (h-w) \quad (\text{IV.82})$$



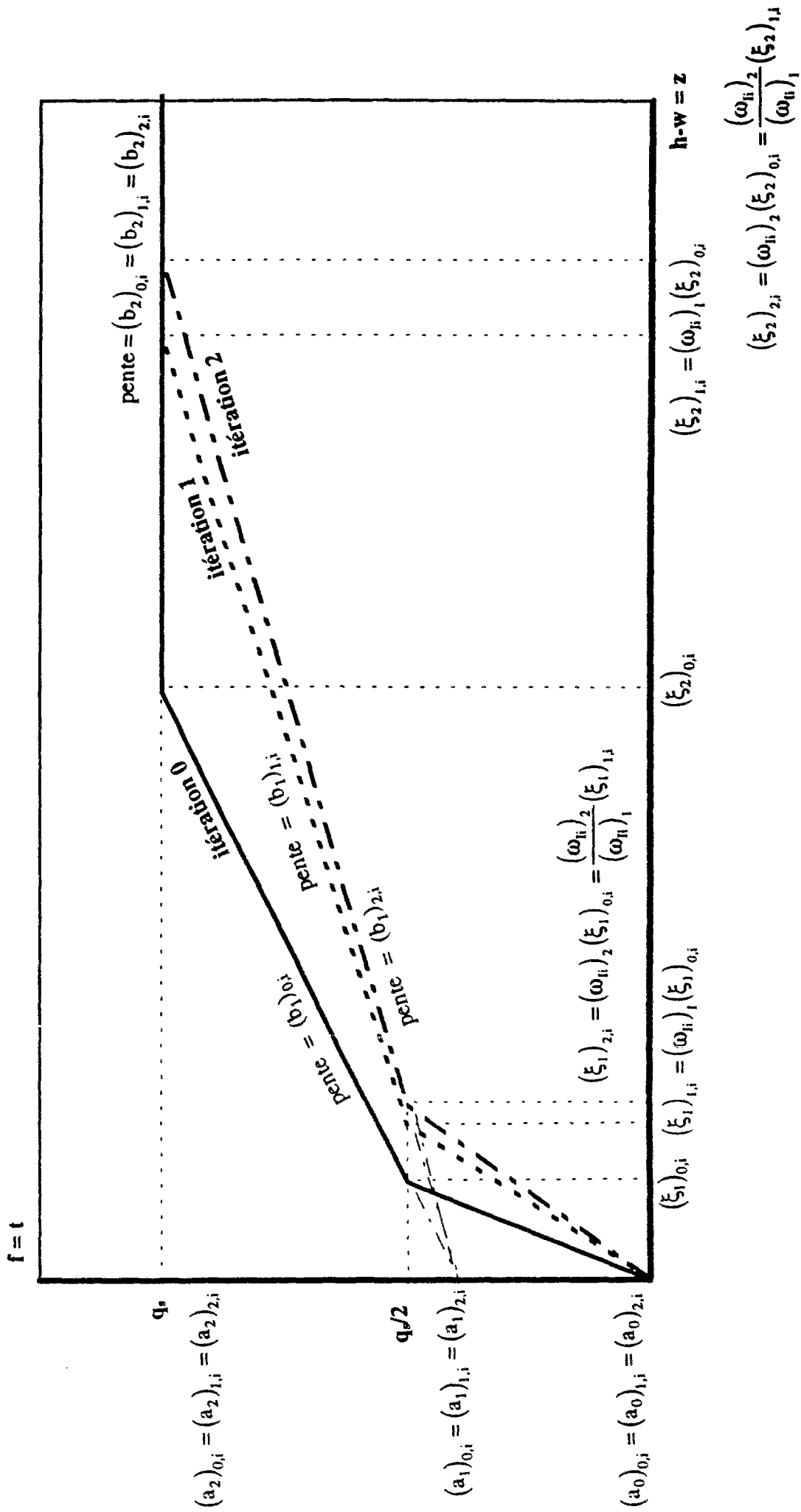


Fig. IV.31 : Modification des courbes de mobilisation du frottement latéral

Dans l'équation (IV.81), le premier terme, c'est-à-dire  $(a_m)_{0,i}$  est toujours constant et ne change pas suivant les itérations (Fig. IV.31).

Pour le même tronçon, à l'itération n, la courbe de mobilisation du frottement latéral s'écrit :

$$\begin{aligned} f_{n,i}(h-w) &= (a_m)_{n,i} + (b_m)_{n,i} (h-w) = (a_m)_{0,i} + \frac{(b_m)_{0,i}}{(\omega_f)_n} (h-w) \\ &= (a_m)_{0,i} + \frac{(b_m)_{0,i}}{1 + \sum_{j \neq i} \sum_j (d\delta)_{f,j,n} / (d_f)_0} (h-w) \end{aligned} \quad (IV.83)$$

**Remarque :** Dans le cas des pieux résistants en pointe, si l'on définit une courbe de mobilisation d'effort en pointe 'q-z', la procédure de modification est la même, c'est-à-dire que le facteur multiplicatif  $(\omega_k)_n$  est appliqué aux deux courbes de mobilisation du tronçon k du pieu I (frottement latéral et effort de pointe).

### 4.3. Modification des matrices-transferts

Il faut noter que la modification des courbes de mobilisation du frottement latéral à chaque itération fait varier les matrices-transferts. Supposons que  $N(z)$  est la force axiale sur la section inférieure du tronçon i du pieu I dont le module d'Young et la section droite sont respectivement  $E_p$  et  $A_p$  :

$$\text{Comportement élastique :} \quad N(z) = E_p A_p \frac{dw}{dz} \quad (IV.84)$$

$$\text{Equilibre :} \quad \frac{dN(z)}{dz} = -P \cdot f_{0,i}(h-w) \quad (IV.85)$$

(pour N positif en traction)

où P est le périmètre du tronçon i. En combinant ces deux équations à l'équation (IV.80), on aboutit à l'équation différentielle pour le tronçon i à l'itération 0 :

$$E_p A_p \frac{d^2 w}{dz^2} + P \left[ (a_m)_{0,i} + (b_m)_{0,i} \cdot (h-w) \right] = 0 \quad (IV.86)$$

Si  $\lambda_0^2 = \frac{P (b_m)_{0,i}}{E_p A_p}$  et  $\varphi_0 = \frac{P (a_m)_{0,i}}{E_p A_p}$ , l'équation différentielle (IV.86) s'écrit :

$$\frac{d^2 w}{dz^2} - \lambda_0^2 w = -\lambda_0^2 \cdot h - \varphi_0 \quad (IV.87)$$

A chaque itération, la valeur de  $\lambda_i$  varie, par exemple pour l'itération 1 :

$$\lambda_1^2 = \frac{P(b_m)_{1,i}}{E_p A_p} = \frac{\lambda_0^2}{(\omega_{ii})_1} \quad (\text{IV.88})$$

L'équation homogène correspondant à l'équation (IV.87) a pour solution :

$$\begin{cases} w_{\text{hom},0}(z) = \alpha_0 \text{ch}(\lambda_0 z) + \beta_0 \text{sh}(\lambda_0 z) & \text{pour } (b_m)_{0,i} \neq 0 \\ w_{\text{hom},0}(z) = \alpha_0 + \beta_0 z & \text{pour } (b_m)_{0,i} = 0 \end{cases} \quad (\text{IV.89})$$

Une solution particulière de l'équation (IV.87) avec le second membre est notée  $w_{\text{par},0}(z)$ . Dans le cas où  $(b_m)_{0,i}$  est nul, cette solution peut être obtenue par l'intégration directe; mais dans le cas contraire, on utilise une variation linéaire avec la profondeur, pour  $h$ , comme  $h=qz+p$ , le long du tronçon  $i$ .

$$\begin{cases} w_{\text{par},0}(z) = \frac{(a_m)_{0,i}}{(b_m)_{0,i}} + qz + p & \text{pour } (b_m)_{0,i} \neq 0 \\ w_{\text{par},0}(z) = -\frac{\Phi_0 z^2}{2} & \text{pour } (b_m)_{0,i} = 0 \end{cases} \quad (\text{IV.90})$$

La solution générale de l'équation différentielle (IV.86) est la somme des solutions (IV.29) et (IV.30). Dans le cas  $(b_m)_{0,i} \neq 0$ , ceci s'écrit :

$$w_0(z) = w_{\text{hom},0}(z) + w_{\text{par},0}(z) = \alpha_0 \text{ch}(\lambda_0 z) + \beta_0 \text{sh}(\lambda_0 z) + w_{\text{par},0}(z) \quad (\text{IV.91})$$

$$N_0(z) = E_p A_p \left[ \alpha_0 \lambda_0 \text{sh}(\lambda_0 z) + \beta_0 \lambda_0 \text{ch}(\lambda_0 z) + w'_{\text{par},0}(z) \right] \quad (\text{IV.92})$$

et sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} w(z) \\ N(z) \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{ch}(\lambda_0 z) & \text{sh}(\lambda_0 z) & w_{\text{par},0}(z) \\ \lambda_0 E_p A_p \text{sh}(\lambda_0 z) & \lambda_0 E_p A_p \text{ch}(\lambda_0 z) & w'_{\text{par},0}(z) \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_0 \\ \beta_0 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{IV.93})$$

$$\mathbf{V}_{z,0} = \mathbf{H}_{0,i}(z) \cdot \mathbf{A}_0 \quad (\text{IV.94})$$

Pour déterminer les constantes d'intégration  $\omega$  et  $\beta$ , on utilise le vecteur d'état en tête du tronçon  $i$  ( $z=0$ ) :

$$\mathbf{A}_0 = \mathbf{H}_{0,i}^{-1}(z=0) \cdot \mathbf{V}_{z=0,0} \quad (\text{IV.95})$$

où :  $\mathbf{A}_0$  : le vecteur contenant les constantes d'intégration à l'itération 0,

$\mathbf{V}_{z=0,0}$  : le vecteur d'état en tête du tronçon  $i$  ( $z=0$ ).

Par suite :

$$\mathbf{V}_{z,0} = \mathbf{H}_{0,i}(z) \cdot \mathbf{H}_{0,i}^{-1}(z=0) \cdot \mathbf{V}_{z=0,0} \quad (\text{IV.96})$$

où  $\mathbf{V}_{z,0}$  est le vecteur d'état à l'itération 0 à la profondeur  $z$  du tronçon  $i$ . A cette itération, on peut calculer la matrice-transfert de ce tronçon dont la longueur est  $b$  :

$$\mathbf{T}_{0,i} = \mathbf{H}_{0,i}(z=b) \cdot \mathbf{H}_{0,i}^{-1} \quad (\text{IV.97})$$

$$\mathbf{T}_{0,i} = \begin{bmatrix} \text{ch}(\lambda_0 b) & \text{sh}(\lambda_0 b) / \lambda_0 E_p A_p & w_{\text{par},0}(b) \\ \lambda_0 E_p A_p \text{sh}(\lambda_0 b) & \text{ch}(\lambda_0 b) & E_p A_p w'_{\text{par},0}(b) \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{IV.98})$$

Les équations (IV.82) et (IV.98) indiquent comment varient, à chaque itération d'effet de groupe, la pente des courbes de mobilisation du frottement latéral ainsi que les matrices-transferts.

A l'itération  $n$ , la matrice-transfert  $\mathbf{T}_{n,i}$  dépend de  $\lambda_n$ .  $\lambda_n$  et  $\lambda_0$  sont liés par la relation :

$$\lambda_n^2 = \frac{\lambda_0^2}{(\omega_{\text{fi}})_n} = \frac{P (b_m)_{n,i}}{E_p A_p} = \frac{P}{E_p A_p} \frac{(b_m)_{0,i}}{1 + \sum_{j \neq i} \sum_j (d\delta)_{\text{fi},j,n} / (d_{\text{fi}})_0} \quad (\text{IV.99})$$

#### 4.4. Processus de convergence

La procédure de calcul de l'effet de groupe introduite dans GOUPEG est itérative, c'est-à-dire qu'une fois la modification des courbes de mobilisation effectuée, on appelle à nouveau GOUPIL et on aboutit à des nouveaux déplacements, par exemple,  $(d_{\text{fi}})_1$  pour le tronçon  $i$  du pieu I. On détermine  $(\omega_{\text{fi}})_2$  avec les nouveaux frottements latéraux et on aboutit, par GOUPIL, à  $(d_{\text{fi}})_2$  et ainsi de suite. Il en est de même pour tous les tronçons.

Le processus peut être résumé de la manière suivante :

**itération 0** : appeler GOUPIL  $\Rightarrow$  calculer  $(d_{\text{fi}})_0$  (pour le tronçon  $i$  du pieu I),

**itération 1** : calculer  $(\delta_{\text{fi}})_1$  et  $(\omega_{\text{fi}})_1$ , (avec la distribution initiale des frottements, sans interaction)

appeler GOUPIL  $\Rightarrow$  calculer  $(d_{\text{fi}})_1$  (pour le tronçon  $i$  du pieu I),

**itération 2 :** calculer  $(\delta_{ii})_2$  et  $(\omega_{ii})_2$ , (avec la distribution des frottements à la fin de l'itération 1),  
appeler GOUPIL  $\Rightarrow$  calculer  $(d_{ii})_2$  (pour le tronçon i du pieu I),

.....  
.....

**itération n :** calculer  $(\delta_{ii})_n$  et  $(\omega_{ii})_n$ , (avec la distribution des frottements à la fin de l'itération n-1),  
appeler GOUPIL  $\Rightarrow$  calculer  $(d_{ii})_n$  (pour le tronçon i du pieu I).

Le test de convergence est effectué sur le déplacement obtenu en tête de chaque pieu. On vérifie que pour tout pieu I, le déplacement  $d_{ii}$  varie très peu de l'itération "n-1" à "n" :

$$|(d_{ii})_n - (d_{ii})_{n-1}| \leq \varepsilon \quad (\text{IV.100})$$

**Remarque :** Si  $\varepsilon$  n'est pas pris exagérément petit, le processus converge, en général, pour l'ensemble des pieux, à la fin de l'itération 2. Le tableau IV.7 donne le nombre d'itérations, pour un exemple de deux pieux  $L/d = 10$  ou  $50$ , pour obtenir la convergence en fonction de  $\varepsilon$  choisi.

$\varepsilon$ (m)	Nombre d'itérations jusqu'à convergence
$8 \times 10^{-5}$	2
$1 \times 10^{-8}$	3
$1 \times 10^{-10}$	4
$1 \times 10^{-12}$	5

Tableau IV.7 : Convergence de GOUPEG

L'algorithme de GOUPEG est donné dans le tableau IV.8.

#### 4.5. Tests numériques

La discrétisation numérique dans la procédure de calcul de GOUPEG (nombre d'éléments de chacun des pieux du groupe) joue un rôle important.

Considérons un groupe de deux micropieux verticaux et flottants avec les données numériques suivantes :

$$\begin{aligned} E_p &= 2.0 \times 10^7 \text{ kPa} \\ E_s &= 2.0 \times 10^4 \text{ kPa} \\ k &= E_p/E_s = 1000 \\ v_s &= 0,5 \\ d &= 0,25 \text{ m.} \end{aligned}$$

<b>Programme GOUPEG</b>	
<b>Etape 0</b>	<p>Détermination de la distribution initiale de frottement latéral</p> <p>* - effectuer les 3 étapes du tableau IV.6 (jusqu'à convergence).</p>
<b>Etape 1</b>	<p>Détermination des interactions entre les pieux</p> <p><b>I</b> - calcul des facteurs d'influence,  <b>II</b> - calcul du tassement supplémentaire pour chaque tronçon, à partir des distributions de frottement latéral.</p> <p><b>Remarque</b> : détermination des modules équivalents dans le cas où il y a des couches de sol hétérogènes.</p>
<b>Etape 2</b>	<p>Détermination des facteurs multiplicatifs et modification des courbes de mobilisation du frottement latéral</p> <p><b>I</b> - calcul des facteurs multiplicatifs; ("facteurs z"),  <b>II</b> - application des "facteurs z" (définition des nouvelles courbes de mobilisation du frottement latéral pour chaque tronçon de pieu).</p>
<b>Etape 3</b>	<p>Détermination de la distribution finale des frottement latéraux et des déplacements</p> <p><b>I</b> - effectuer les 3 étapes du tableau 4 (jusqu'à convergence),  <b>II</b> - calcul de la nouvelle distribution du frottement latéral pour chaque tronçon constituant les pieux.  critère de convergence : sur les déplacements en tête des pieux.</p>
<b>Test</b>	<p>Si (critère de convergence) = "vrai" : arrêt du calcul  "faux" : retour à l'étape 1.</p>

Tableau IV.8 : Algorithme du programme GOUPEG : les étapes d'une itération

Pour le frottement latéral, on a utilisé la partie initiale de la loi trilineaire de FRANK et ZHAO, 1982 (voir Chap. II, Partie A, § 3.1.2) :  $B = E_M/r_0$  (cas des argiles) avec  $E_M = E_s/10$  (voir POPA, MALEKI et FRANK, 1993 ; FRANK, 1985).

En se référant aux figures IV.32 (pour  $L/d=10$ ) et IV.33 (pour  $L/d=50$ ), on voit que le processus de stabilisation est différent pour ces deux cas. A la fin de l'itération 2 (on a, ici, la convergence) et pour le premier cas, le facteur multiplicatif en tête du micropieu  $(\omega_{11})_2$  augmente toujours en fonction de nombre d'éléments de micropieu, mais, pour le deuxième cas, il y a tout d'abord une diminution de ce facteur, puis une augmentation.

En comparant les courbes correspondant à des entre-axes croissants  $s/d = 4, 6$  et  $8$ , on voit que la stabilisation de  $(\omega_{11})_2$  est atteinte pour un plus petit nombre d'éléments de micropieux.

Le tableau IV.9 donne le nombre d'éléments nécessaires et donc la longueur relative de tronçon  $(b/d)$  nécessaire pour avoir la stabilisation de  $(\omega_{11})_2$ .

L/d	s/d	Nombre d'éléments	b/d
10	8	2	5,00
10	6	3	3,33
10	4	4	2,50
50	8	5	10,0
50	6	10	5,00
50	4	15	3,33

Tableau IV.9 : Longueur relative de tronçon pour obtenir la stabilisation de  $(\omega_{11})_2$

Cependant, il est à noter qu'au-delà d'un certain nombre d'éléments sur chaque micropieu, le facteur multiplicatif  $(\omega_{11})_2$  diminue très légèrement. Cette diminution a lieu en tête des micropieux ; par contre, pour un certain tronçon à une certaine profondeur, on relève une très légère augmentation de ce facteur.

On peut comparer sur les figures IV.34 ( $L/d=10$ ) et IV.35 ( $L/d=50$ ) le rapport du tassement en tête du micropieu à la fin de l'itération 2  $(d_{11})_2$  à celui sans interaction entre les micropieux du groupe  $(d_{11})_0$ . Comme pour les figures précédentes, dans le cas  $L/d=10$ , il y a toujours augmentation de ce rapport ; mais dans le cas  $L/d=50$ , et pour la partie initiale de cette courbe, une décroissance est observée.

Le tableau IV.10 donne la longueur relative de tronçon  $(b/d)$  pour avoir la stabilisation de  $(d_{11})_2/(d_{11})_0$ .

Il faut souligner que l'on ne trouve pas, à une itération donnée, la même valeur pour  $(\omega_{11})_n$  et  $(d_{11})_n/(d_{11})_0$ , car le facteur multiplicatif  $(\omega_{11})_n$  est appliqué au tronçon 1 du pieu I, alors que  $(d_{11})_n$  est le résultat de l'ensemble du calcul (prenant, notamment, en compte tous les coefficients  $\omega_{ij}$  du groupe de pieux).

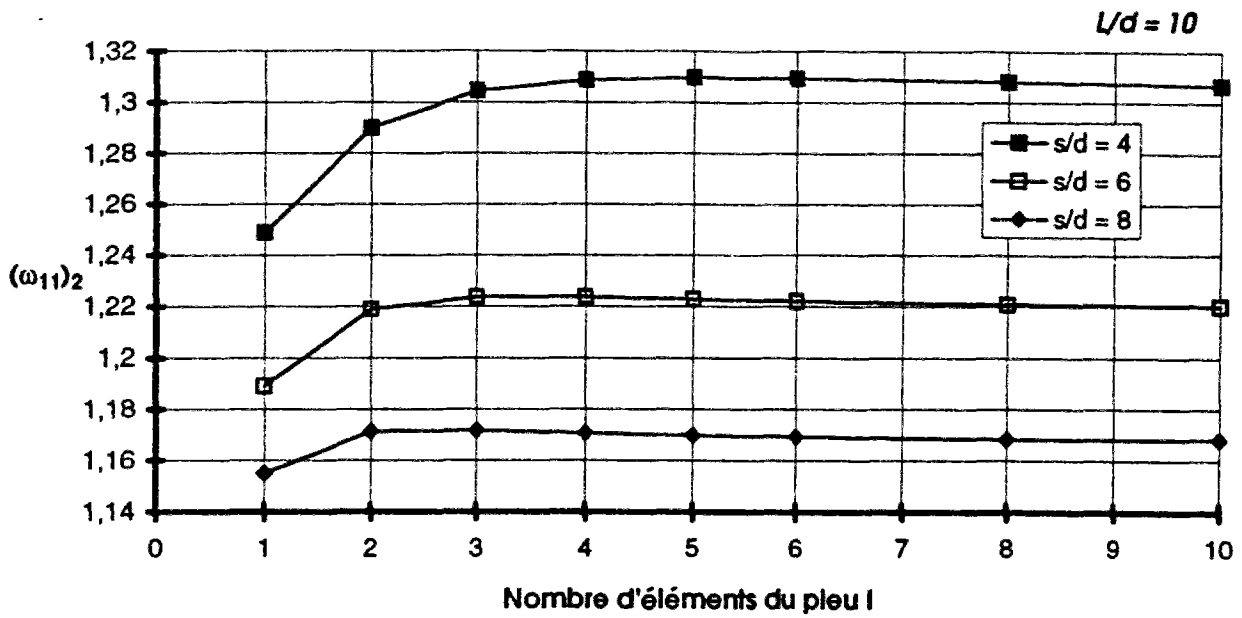


Fig. IV.32 : Evolution de  $(\omega_{11})_2$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 10$

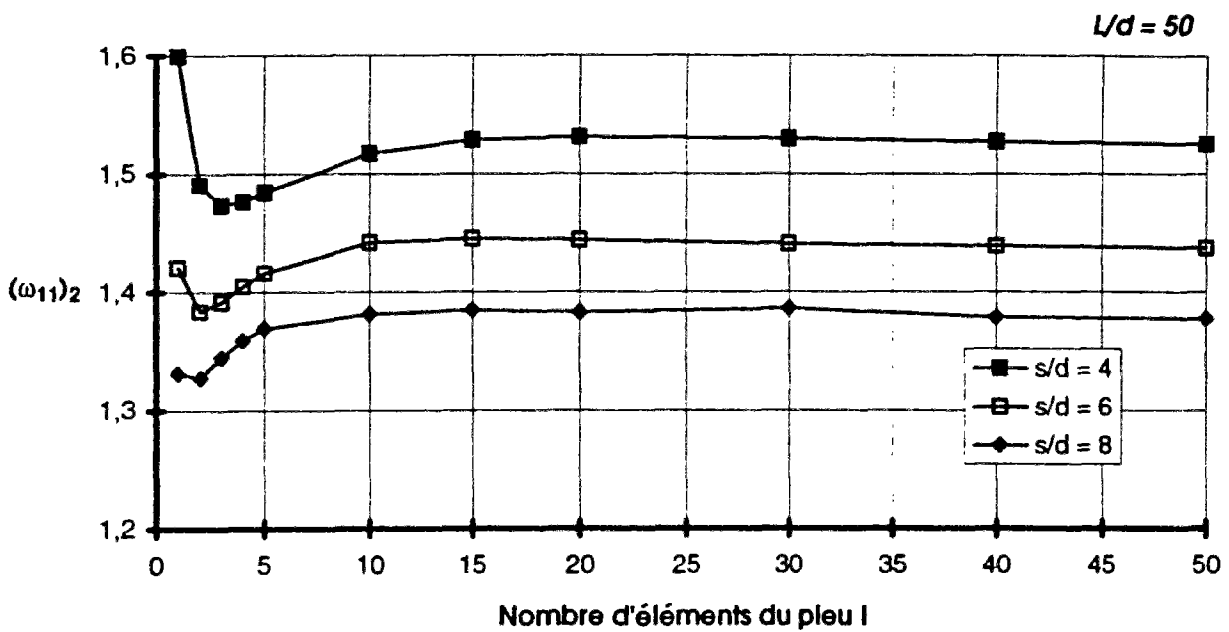


Fig. IV.33 : Evolution de  $(\omega_{11})_2$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 50$



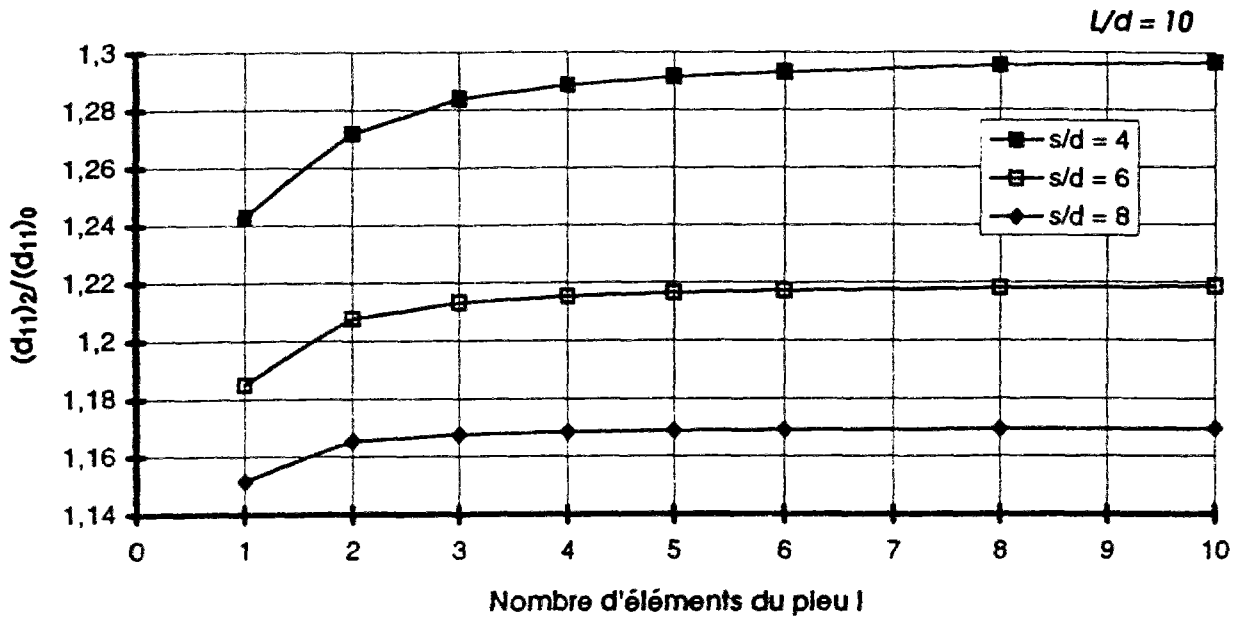


Fig. IV.34 : Evolution de  $(d_{11})_2/(d_{11})_0$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 10$

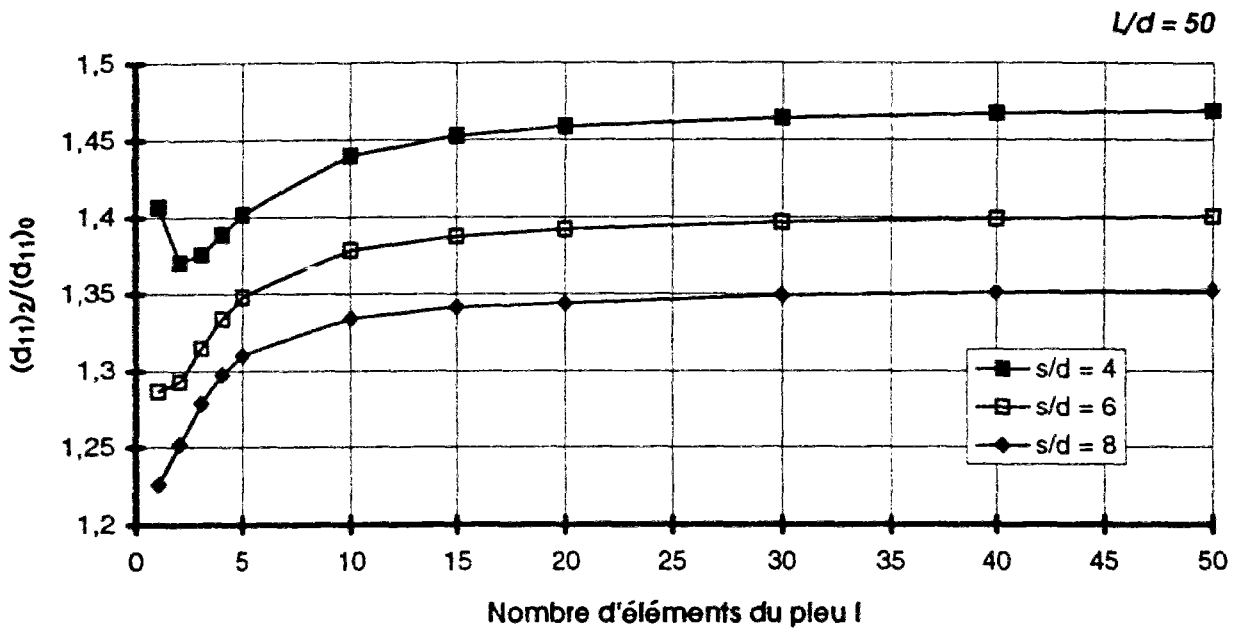


Fig. IV.35 : Evolution de  $(d_{11})_2/(d_{11})_0$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 50$

L/d	s/d	Nombre d'éléments	b/d
10	8	3	3,33
10	6	4	2,50
10	4	5	2,00
50	8	15	3,33
50	6	20	2,50
50	4	25	2,00

Tableau IV.10 : Longueur relative de tronçon pour obtenir la stabilisation de  $(d_{II})_2/(d_{II})_0$

Sur les figures IV.36 ( $L/d=10$ ) et IV.37 ( $L/d=50$ ), on étudie l'évolution de la distribution des frottements latéraux le long du micropieu. Pour ces deux cas, on a augmenté le nombre d'éléments, ce qui donne les figures IV.38 et IV.39 (sur ces figures P représente la charge en tête du micropieu).

On constate que les zones les plus influencées par l'effet de groupe sont près de la tête et de la pointe du micropieu. L'allure de cette influence ne change pas en fonction de l'augmentation du nombre d'éléments.

Dans tous les cas, à la profondeur relative  $z/L=0,5$  à  $0,6$ , le frottement latéral est le même que pour un micropieu isolé. La charge totale sur chaque micropieu n'évoluant pas, le frottement latéral pour rester, en moyenne, constant augmente en pointe s'il diminue en tête.

## 5. Validation de GOUPEG

Afin de valider les résultats obtenus par le logiciel GOUPEG, on a effectué une comparaison avec ceux obtenus par les méthodes du continuum élastique (voir Partie A, § 2).

Pour la loi de mobilisation du frottement latéral du micropieu isolé (dans GOUPEG), le modèle élastique de RANDOLPH et WROTH (1978) est appliqué. Ce modèle est basé sur le mécanisme de "cisaillement pur d'anneaux concentriques", indépendant de la profondeur (FRANK, 1974). Ce modèle, dans lequel le cisaillement vertical décroît en  $1/r_0$ , s'exprime, sur la surface latérale du pieu, de la manière suivante :

$$f_i = \frac{G}{r_0 \ln(r_m/r_0)} \cdot w \quad (IV.101)$$

où  $r_m=2,5 L (1-\nu)$ ,  $r_0$  le rayon du pieu et  $G=E_s/(1+\nu_s)$  le module de cisaillement du sol.

### 5.1. Comparaison avec la méthode de POULOS

On considère un groupe de deux micropieux verticaux. Le principe de la méthode de POULOS est expliqué au chapitre II (voir Partie A, § 2.1).

Pour le calcul de l'effet de groupe, on utilise les mêmes paramètres  $E_s$  et  $\nu_s$  que pour le modèle de RANDOLPH et WROTH.

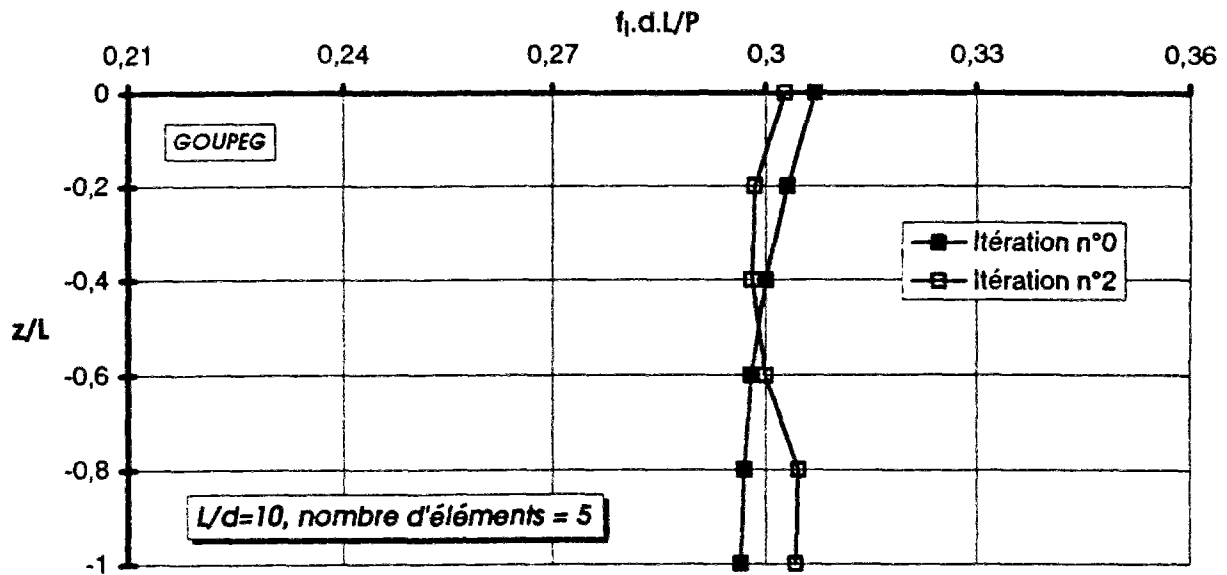


Fig. IV.36 : Evolution du frottement latéral le long du micropieu ( $L/d = 10$ , Nombre d'éléments = 5)

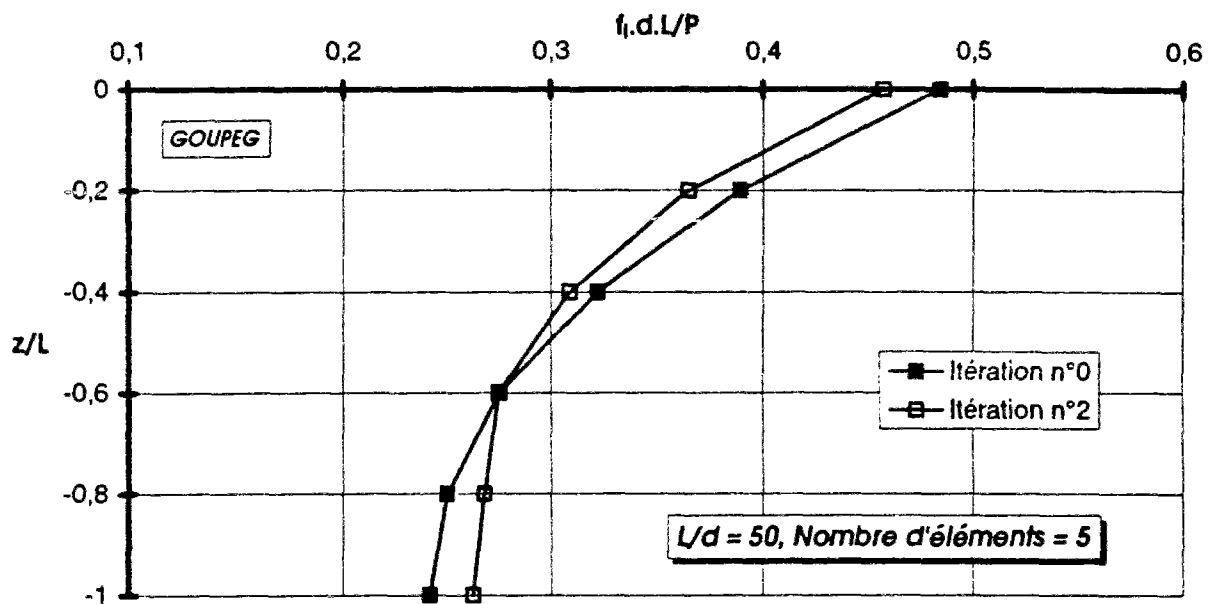


Fig. IV.37 : Evolution du frottement latéral le long du micropieu ( $L/d = 50$ , Nombre d'éléments = 5)

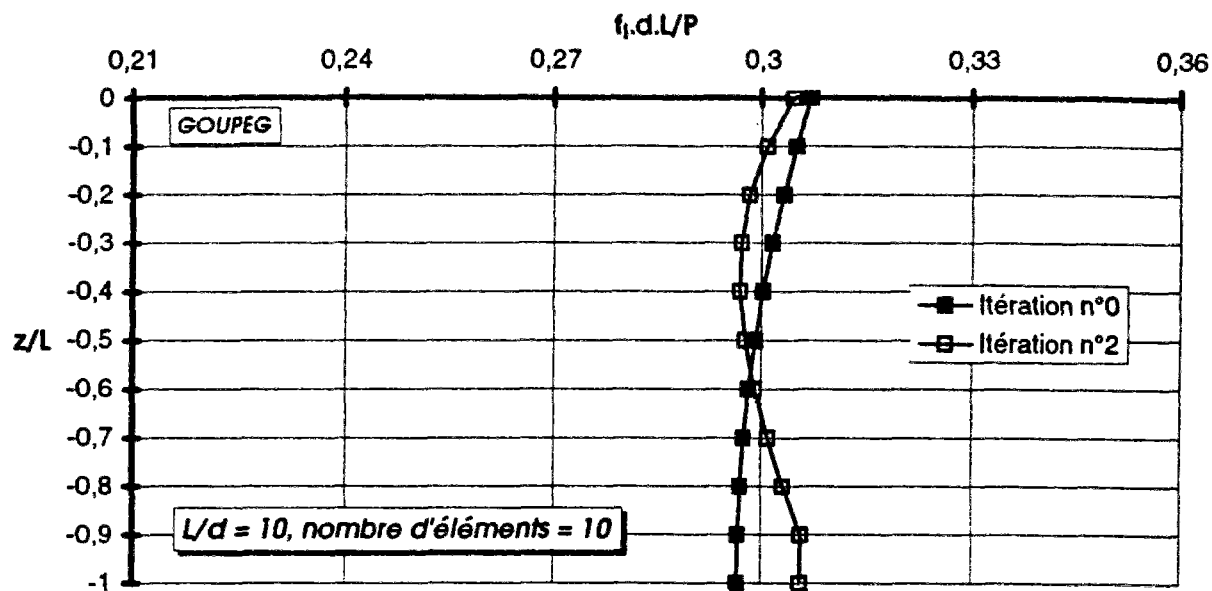


Fig. IV.38 : Evolution du frottement latéral le long du micropieu ( $L/d = 10$ , Nombre d'éléments = 10)

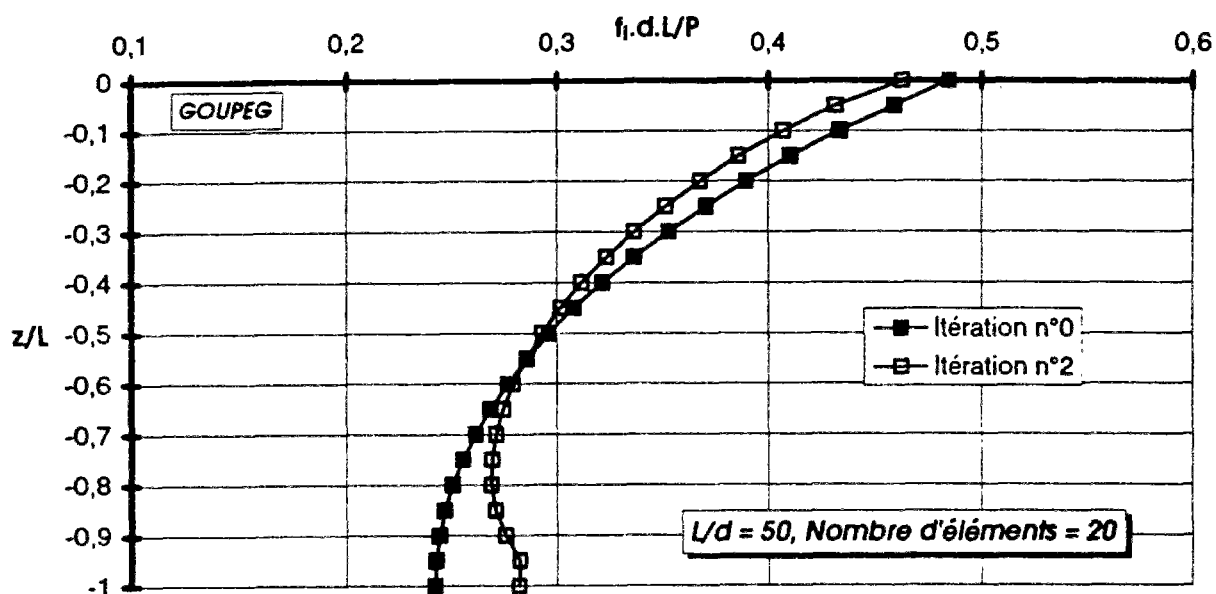


Fig. IV.39 : Evolution du frottement latéral le long du micropieu ( $L/d = 50$ , Nombre d'éléments = 20)

Les figures IV.40 (k=1000) et IV.41 (k=100) présentent les résultats de cette comparaison dans le cas où  $L/d = 10$ . On voit une bonne concordance entre les résultats obtenus par GOUPEG et ceux obtenus par POULOS (abaque de POULOS et DAVIS, 1990). Pour l'entre-axes relatif (s/d) inférieur à 8, les résultats se rapprochent en faisant croître le nombre d'éléments utilisés par GOUPEG. On constate que pour l'entre-axes relatif supérieur à 8, ces deux méthodes donnent pratiquement les mêmes résultats, quelque soit le nombre d'éléments.

Les figures IV.42 (k=1000) et IV.43 (k=100) comparent les facteurs d'interaction obtenus par ces deux méthodes pour  $L/d=50$ . Pour les micropieux relativement rigides (k=1000), avec l'augmentation du nombre d'éléments, l'accord entre les résultats obtenus par les deux méthodes est satisfaisant. Pour les micropieux très souples (k=100), le facteur d'interaction obtenu par GOUPEG est toujours inférieur à celui obtenu par la méthode de POULOS. Il faut noter qu'il s'agit de micropieux "imaginaires" souples.

Les tableaux IV.11 (s/d=3) et IV.12 (s/d=10) donnent les différences entre les facteurs d'interaction obtenus par ces deux méthodes.

L/d	k	Nombre d'éléments	$\alpha_F$ (POULOS)	$\alpha_F$ (GOUPEG)	Différence (%)
10	1000	12	0,45	0,42	6,7
10	100	12	0,37	0,35	5,4
50	1000	60	0,46	0,44	4,3
50	100	60	0,35	0,27	22,8

Tableau IV.11 : Comparaison des facteurs d'interaction ( $\alpha_F$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de POULOS (s/d=3)

L/d	k	Nombre d'éléments	$\alpha_F$ (POULOS)	$\alpha_F$ (GOUPEG)	Différence (%)
10	1000	12	0,16	0,16	0,0
10	100	12	0,13	0,13	0,0
50	1000	60	0,29	0,27	6,9
50	100	60	0,17	0,13	23,5

Tableau IV.12 : Comparaison des facteurs d'interaction ( $\alpha_F$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de POULOS (s/d=10)

## 5.2. Comparaison avec la méthode de BANERJEE

On a comparé les résultats calculés par l'utilisation de GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de BANERJEE (voir Partie A, § 2.5). Cette comparaison a été faite pour un groupe de deux micropieux et un groupe de trois micropieux, en triangle.

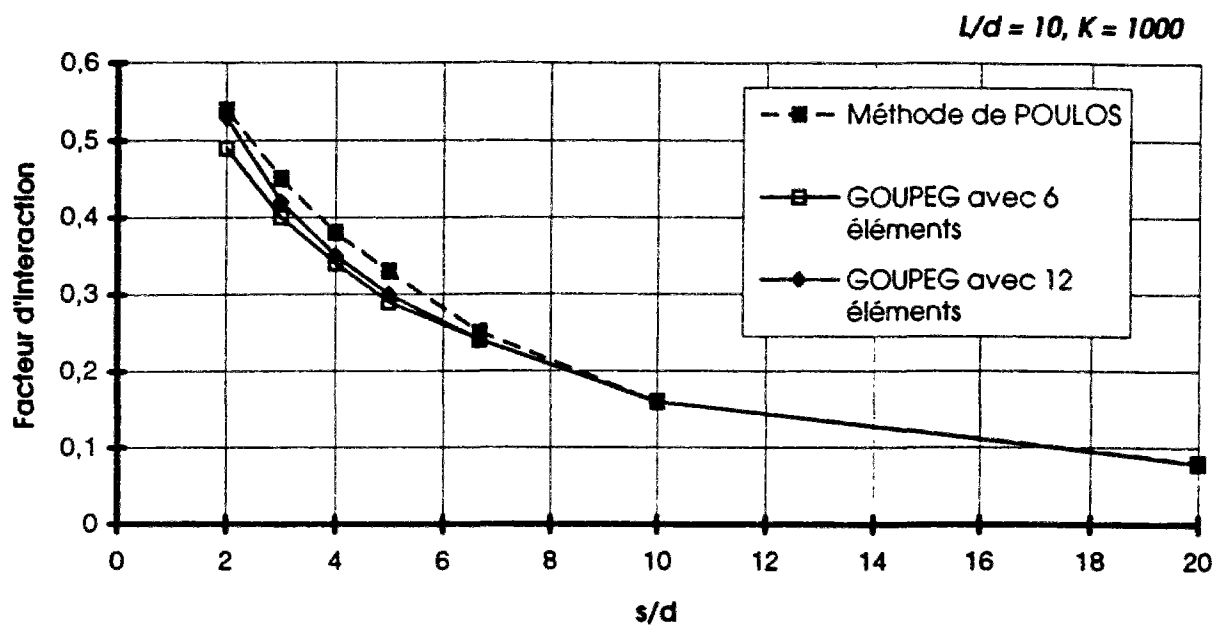


Fig. IV.40 : Comparaison des facteurs d'interaction ( $\alpha_F$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de POULOS ( $L/d=10, k=1000$ )

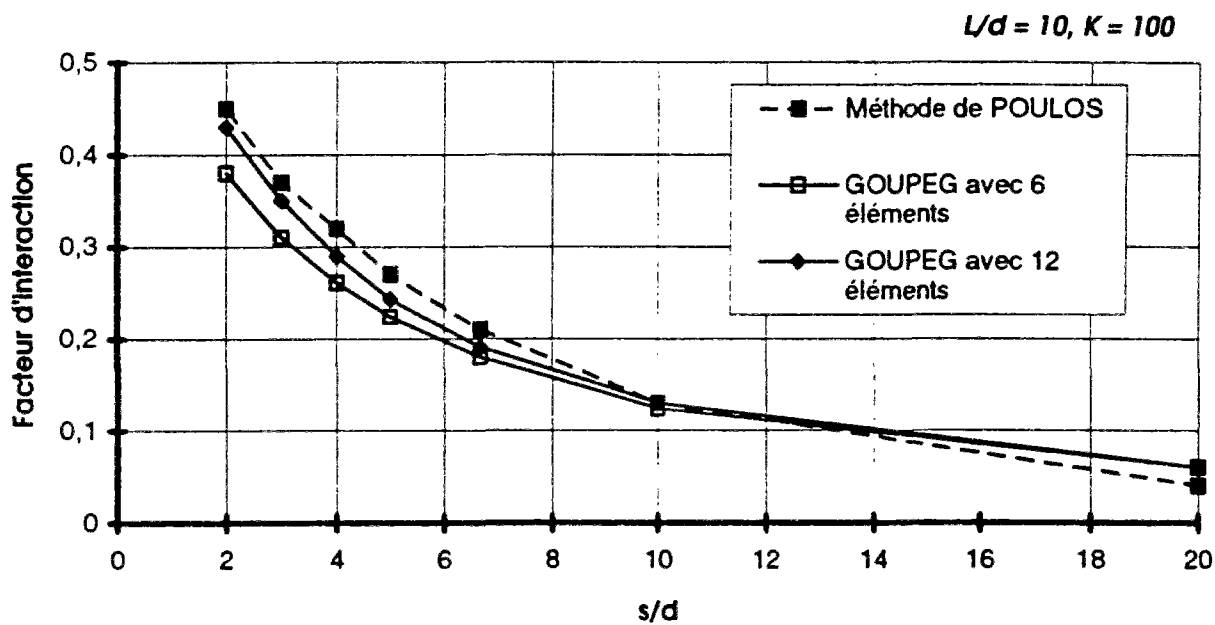


Fig. IV.41 : Comparaison des facteurs d'interaction ( $\alpha_F$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de POULOS ( $L/d=10, k=100$ )

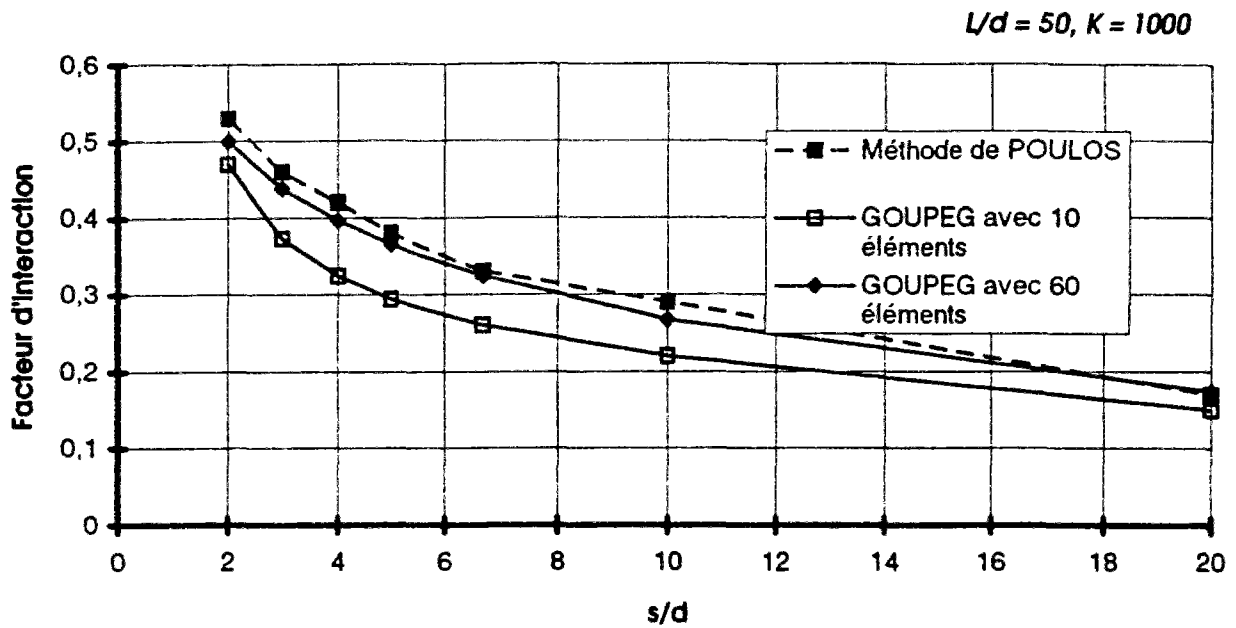


Fig. IV.42 : Comparaison des facteurs d'interaction ( $\alpha_F$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de POULOS ( $L/d=50, k=1000$ )

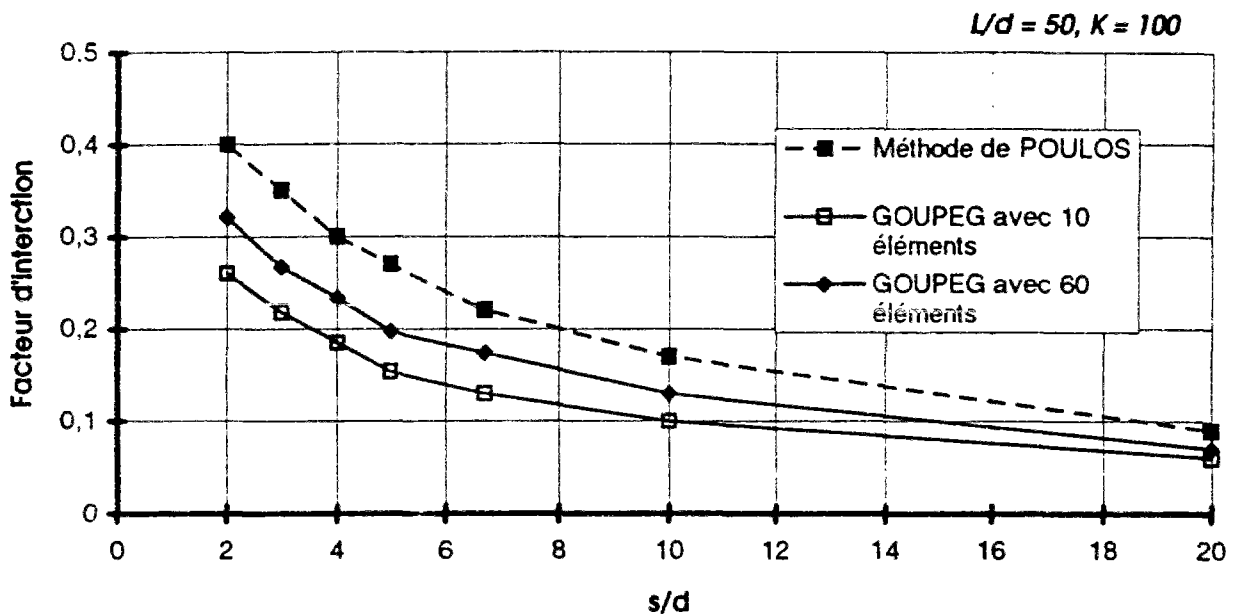


Fig. IV.43 : Comparaison des facteurs d'interaction ( $\alpha_F$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de POULOS ( $L/d=50, k=100$ )

Les figures IV.44 (2 micropieux) et IV.45 (3 micropieux) comparent, dans le cas  $s/d = 2,5$  et pour  $k=2000$  et infini (en fait on a pris  $k=2 \times 10^5$  pour GOUPEG), le rapport charge-déplacement  $P/G.w.d$  obtenu par GOUPEG et celui obtenu par la méthode de BANERJEE.

Dans le cas des 2 micropieux, on constate une très bonne concordance entre les résultats obtenus par GOUPEG et ceux obtenus par BANERJEE. Le tableau IV.13 compare quelques rapports charge-déplacement obtenus par ces deux méthodes correspondant à la figure IV.44.

Par contre, dans le cas du groupe de 3 micropieux, les rapports charge-déplacement calculés par GOUPEG et ceux calculés par la méthode de BANERJEE ne sont pas entièrement concordants (figure IV.45). GOUPEG donne une interaction plus importante que BANERJEE ( $w$  est plus grand par GOUPEG).

Le tableau IV.14 compare quelques rapports charge-déplacement déterminés par GOUPEG et ceux obtenus par l'utilisation de la méthode de BANERJEE pour les trois micropieux correspondants à la figure IV.45.

L/d	Nombre d'éléments	P/G.w.d (BANERJEE)	P/G.w.d (GOUPEG)	Différence (%)
		<b>k = 2000</b>		
10	12	13,8	13,1	5,1
30	36	26,9	25,7	4,5
50	60	35,5	35,0	1,4
		<b>k infini</b>		
		<b>k = $2 \times 10^5$</b>		
10	12	13,8	13,3	3,6
30	36	28,9	27,2	5,9
50	60	41,0	39,6	3,4

Tableau IV.13 : Comparaison des rapports charge-déplacement ( $P/G.w.d$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de BANERJEE, pour le groupe de 2 micropieux

L/d	Nombre d'éléments	P/G.w.d (BANERJEE)	P/G.w.d (GOUPEG)	Différence (%)
		<b>k = 2000</b>		
10	12	11,0	7,9	28,2
30	36	20,2	16,2	19,8
50	60	25,6	23,1	9,8
		<b>k infini</b>		
		<b>k = $2 \times 10^5$</b>		
10	12	11,0	8,0	27,3
30	36	21,3	17,5	17,8
50	60	29,0	25,4	12,4

Tableau IV.14 : Comparaison des rapports charge-déplacement ( $P/G.w.d$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de BANERJEE, pour le groupe de 3 micropieux



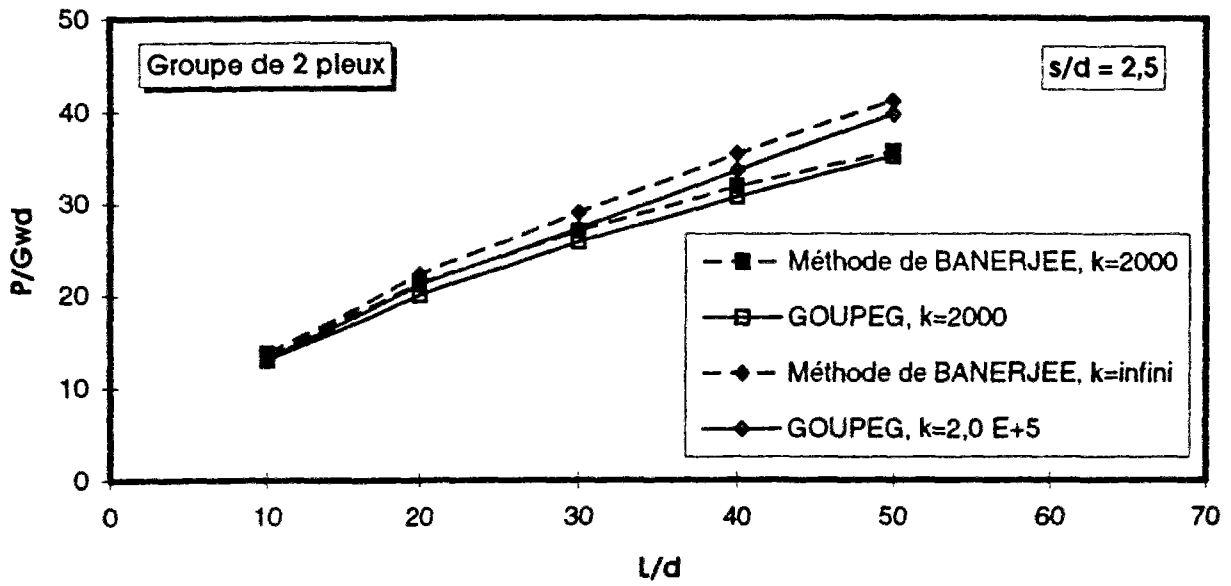


Fig. IV.44 : Comparaison des rapports charge-déplacement ( $P/G.w.d$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de BANERJEE, pour le groupe de 2 micropieux

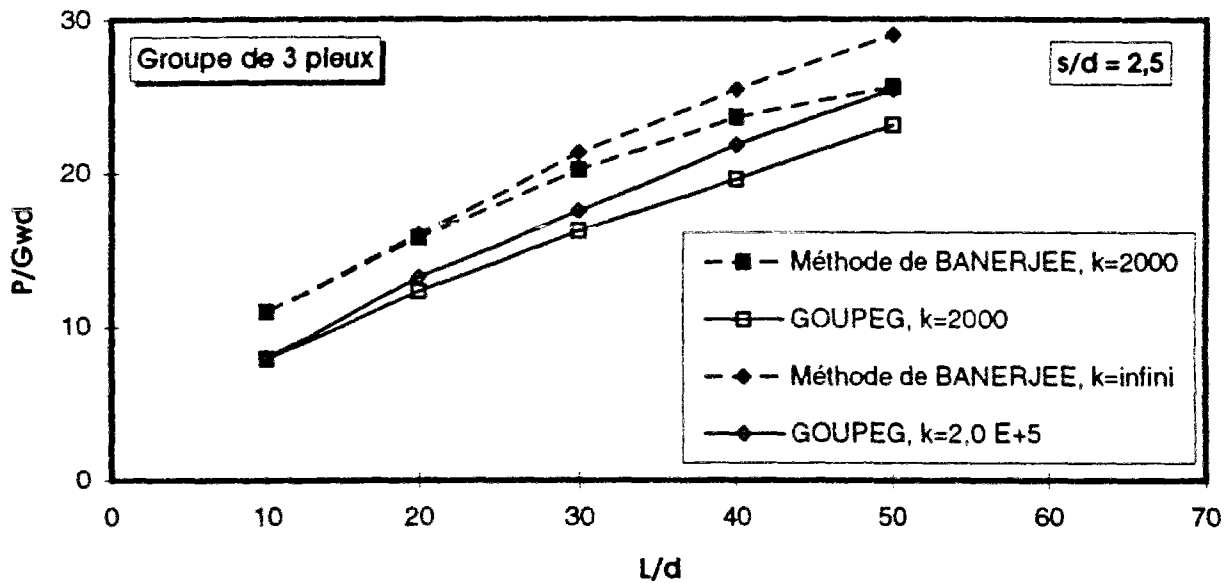


Fig. IV.45 : Comparaison des rapports charge-déplacement ( $P/G.w.d$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de POULOS, pour le groupe de 3 micropieux

### 5.3. Comparaison avec la méthode de RANDOLPH et WROTH

Afin de valider les résultats obtenus par le logiciel GOUPEG pour deux micropieux très rigides, on a comparé ses résultats avec ceux calculés par la méthode de RANDOLPH et WROTH pour les micropieux rigides (voir Partie A, § 2.4). Les figures IV.46 ( $L/d = 10$ ) et IV.47 ( $L/d = 50$ ) montrent cette comparaison.

On constate un très bon accord entre les résultats obtenus par GOUPEG et ceux calculés par l'application de la méthode de RANDOLPH et WROTH.

### 5.4. Comparaison avec la méthode des éléments finis (CESAR)

On compare les résultats obtenus par le programme GOUPEG à ceux obtenus par le programme CESAR-LCPC, code général de calcul par éléments finis (HUMBERT, 1988), dans le cas simplifié de la déformation plane, c'est-à-dire pour deux plaques.

Les micropieux et le sol sont modélisés par éléments mécaniques bidimensionnels qui sont des quadrilatères à 8 noeuds (Famille 1, MBQ8). Chaque noeud de ces éléments possède 2 degrés de liberté.

Nous avons procédé à une étude paramétrique d'un groupe de deux micropieux identiques, verticaux et chargés axialement. Les paramètres intervenant dans cette étude sont les paramètres qui ont été pris en compte précédemment (voir § 4.5).

On attribue à " $L/d$ " les valeurs suivantes : 10, 25 et 50; pour chacune de celles-ci l'espacement " $s$ " vaut  $2d$ ,  $3d$ ,  $4d$  et  $5d$ .

Par ailleurs, l'étude numérique de FRANK (1974) a montré qu'il était suffisant de limiter le maillage latéralement à  $15d$  des pieux et verticalement à  $4L/3$  sous leurs bases.

Des maillages représentatifs sont donnés sur les figures IV.48 ( $L/d=10$ ), IV.49 ( $L/d=25$ ) et IV.50 ( $L/d=50$ ). Le nombre d'éléments le long des micropieux est respectivement de 6, 8 et 16.

Afin de pouvoir comparer les résultats de cette méthode aux résultats obtenus par GOUPEG ainsi que ceux obtenus par la méthode de POULOS, on détermine le facteur d'interaction  $\alpha_F$  (voir Partie A, § 2.1). Pour déterminer ce facteur, il a fallu calculer le tassement d'un micropieu dans le groupe, et celui d'un micropieu isolé identique à celui du groupe, soumis à la même charge axiale (ceci pour chaque valeur de  $L/d$ ). La figure IV. 51 montre le maillage du micropieu isolé pour  $L/d=50$ .

Les valeurs du facteur d'interaction calculées par GOUPEG, CESAR et l'application de la méthode de POULOS, sont montrées sur les figures IV.52 ( $L/d=10$ ), IV.53 ( $L/d=25$ ) et IV.54 ( $L/d=50$ ).

Il est à noter que le nombre d'éléments utilisés sur chaque micropieu dans le programme GOUPEG, est respectivement 10 (pour  $L/d=10$ ), 15 (pour  $L/d=25$ ) et 20 (pour  $L/d=50$ ).

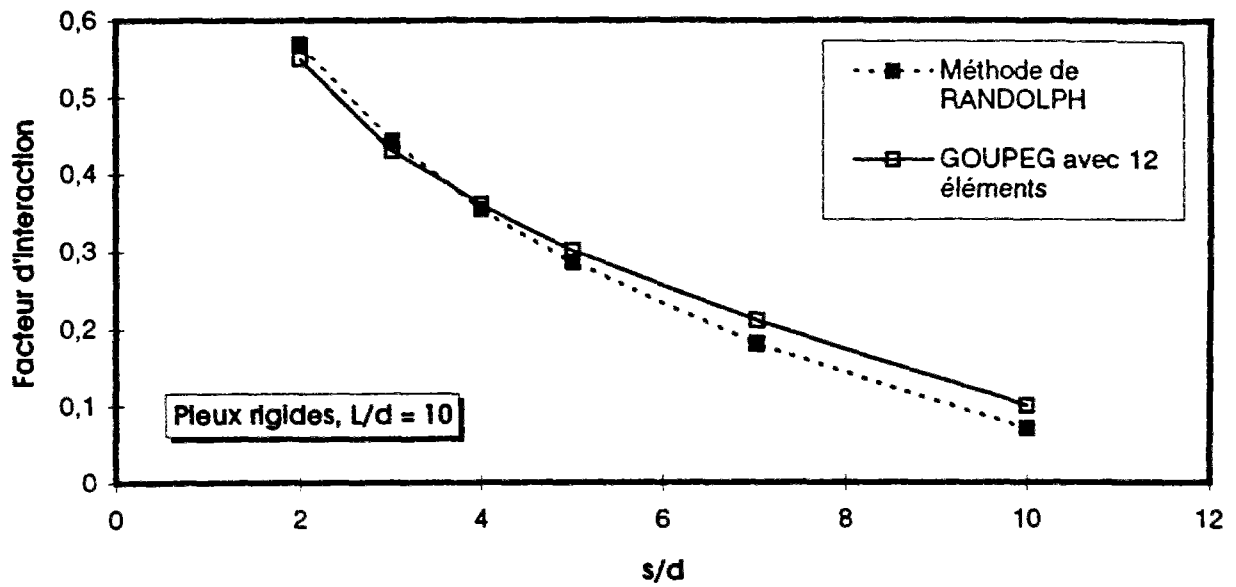


Fig. IV.46 : Comparaison des facteurs d'interaction ( $\alpha_F$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de RANDOLPH et WROTH ( $L/d=10$ )

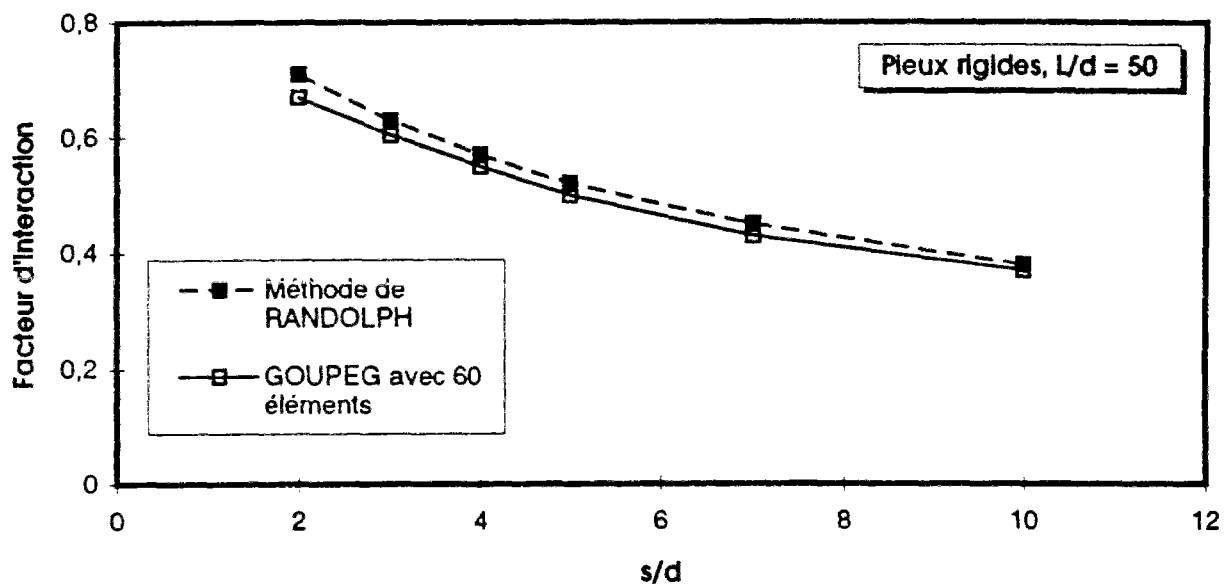


Fig. IV.47 : Comparaison des facteurs d'interaction ( $\alpha_F$ ) obtenus par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode de RANDOLPH et WROTH ( $L/d=50$ )

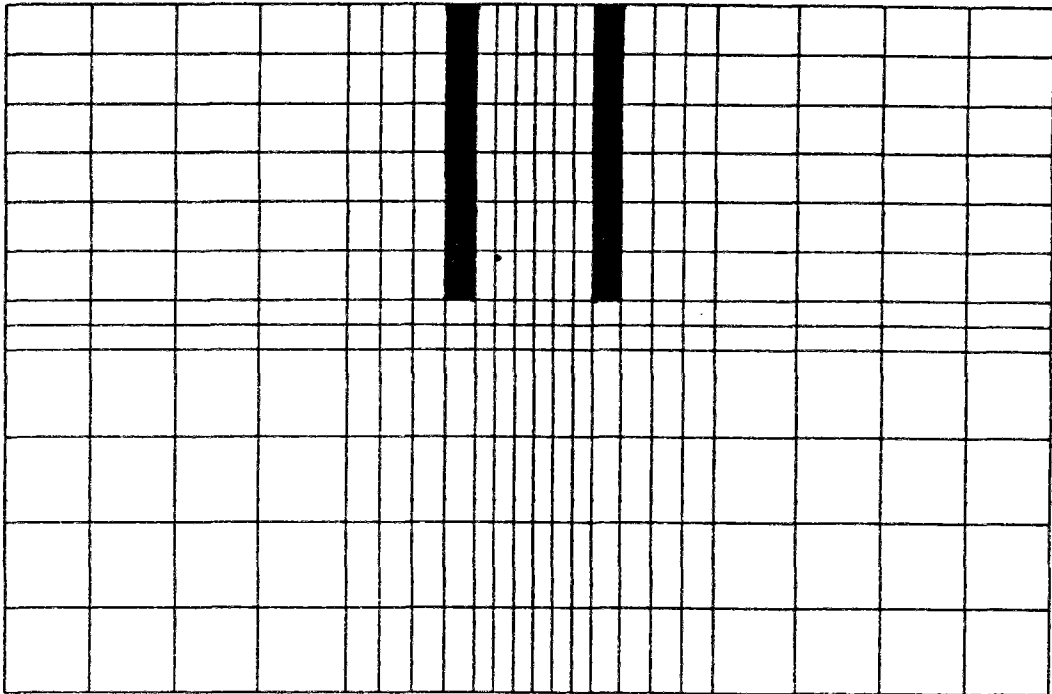


Fig. IV.48 : Maillage représentatif dans le cas  $L/d=10$

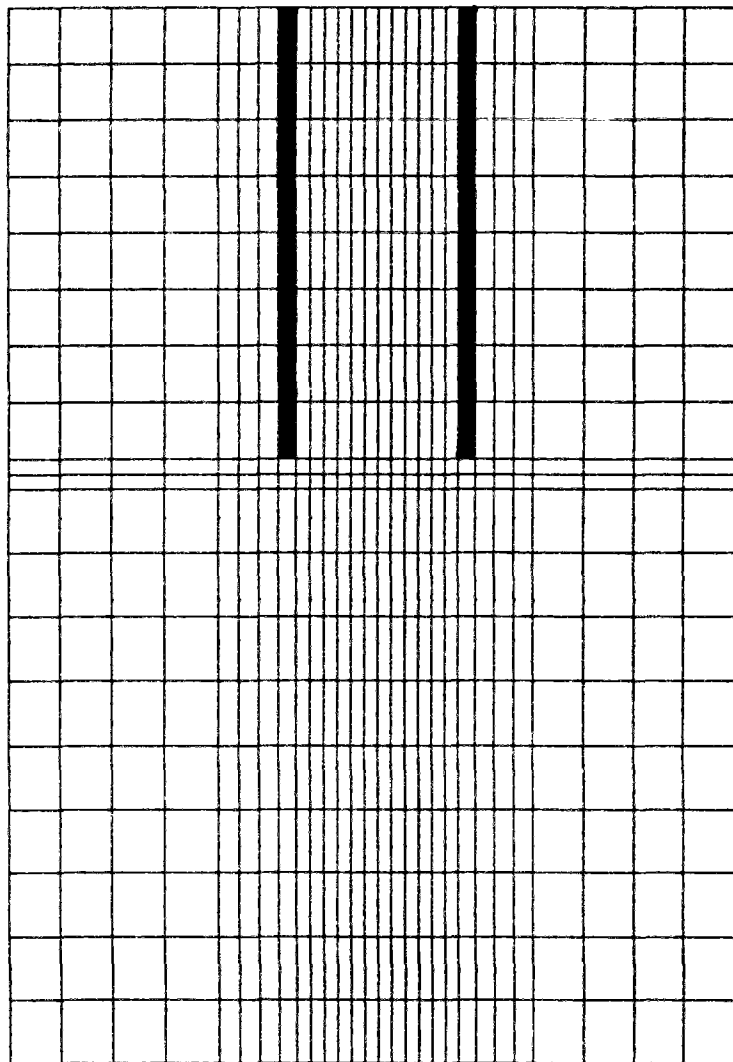


Fig. IV.49 : Maillage représentatif dans le cas  $L/d=25$

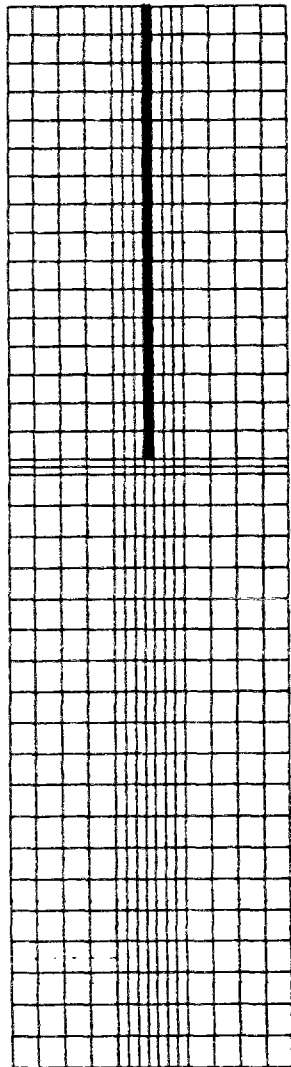


Fig. II.51 : Maillage du micropieu isolé  
dans le cas  $L/d = 50$

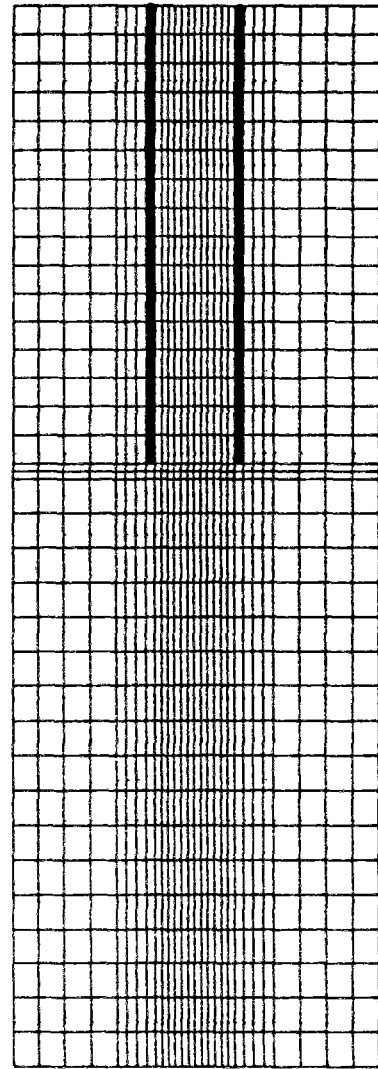


Fig. IV.50 : Maillage représentatif  
dans le cas  $L/d=50$

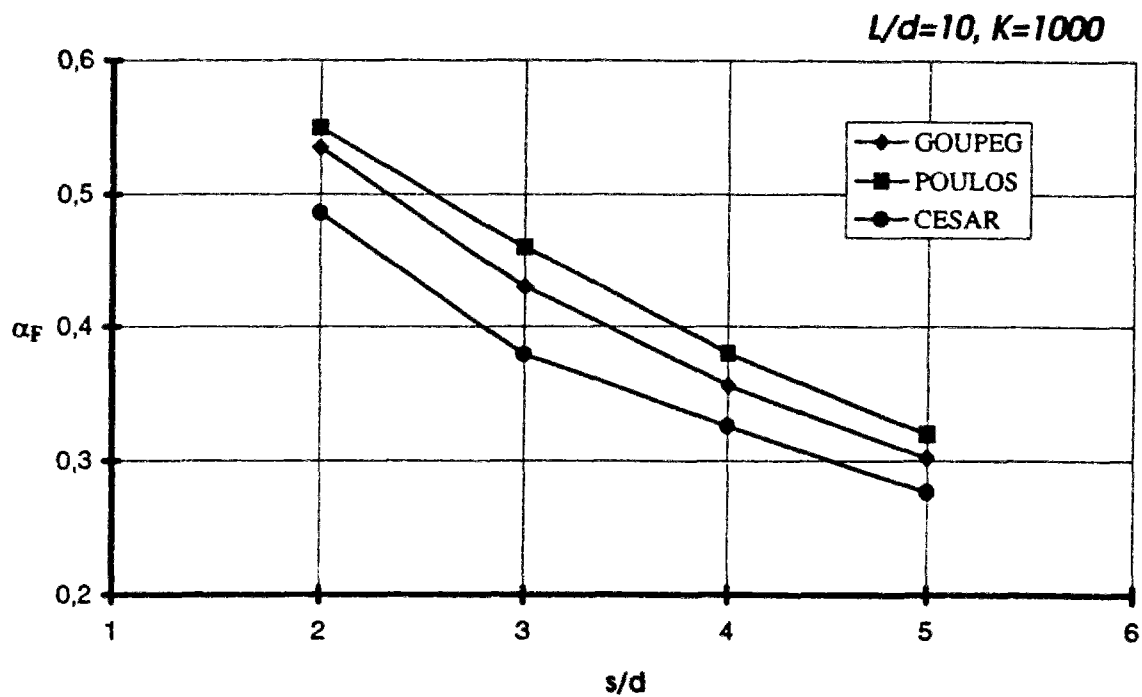


Fig. IV.52 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG, CESAR et la méthode de POULOS pour le cas de  $L/d = 10$

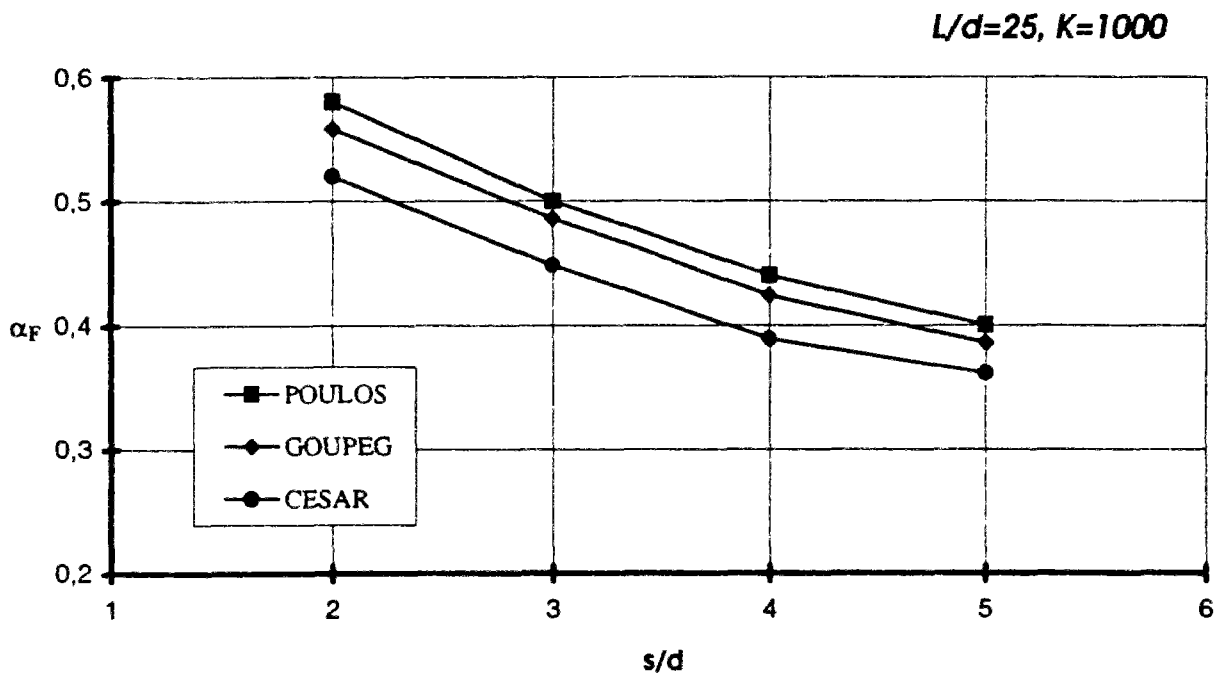


Fig. IV.53 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG, CESAR et la méthode de POULOS pour le cas de  $L/d = 25$

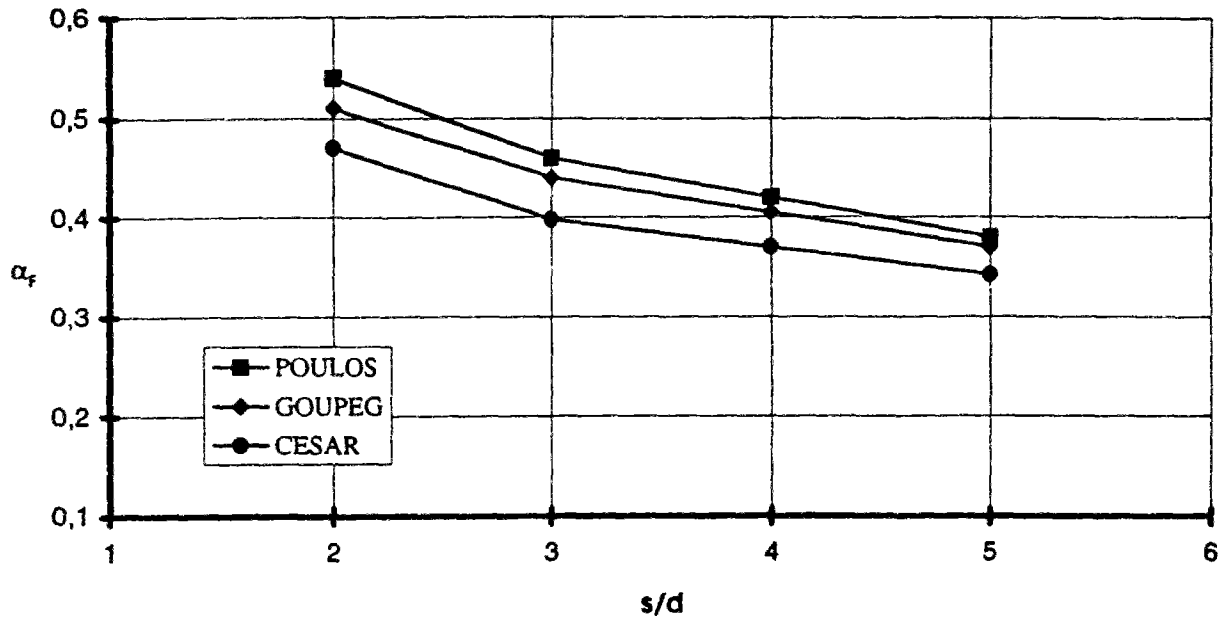


Fig. IV.54 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG, CESAR et la méthode de POULOS pour le cas de  $L/d = 50$

Les figures IV.52, IV.53 et IV.54 montrent que :

- 1- les résultats calculés par CESAR se rapprochent des résultats obtenus par GOUPEG et la méthode de POULOS lorsque  $L/d$  augmente.
- 2- pour  $s/d = 5$ , les résultats calculés par ces trois méthodes sont très proches.
- 3- GOUPEG donne les résultats intermédiaires, c'est-à-dire supérieurs aux résultats calculés par CESAR et inférieurs aux résultats calculés par la méthode de POULOS.

## 6. Conclusion

Les résultats obtenus par GOUPEG dépendent essentiellement de la loi de mobilisation du frottement latéral et du nombre d'éléments de micropieux du groupe (discrétisation numérique). Ces résultats, dans le cas des micropieux relativement rigides, sont en très bon accord avec les résultats calculés par autres méthodes du continuum élastique, mais pour les micropieux longs et relativement souples, on constate un écart. Pour modérer cet écart observé, il faut augmenter le nombre d'éléments de micropieux dans le calcul de GOUPEG. Il est à noter que, dans le cas des micropieux longs la stabilisation de GOUPEG nécessite, de toutes façons, un nombre important d'éléments de micropieu.

Les résultats calculés par GOUPEG sont, en général, comparables à ceux calculés par CESAR (méthode des éléments finis).

## **Partie C**

### **Analyse des essais de chargement de micropieux de Rueil-Malmaison**

#### **1. Introduction**

Un modèle est toujours basé sur des hypothèses théoriques et, pour valider ce modèle, il est indispensable de comparer les résultats obtenus, soit avec des mesures de laboratoire, soit des mesures en vraie grandeur.

Afin de valider un modèle, il est également possible de comparer les résultats de ce modèle avec des résultats d'autres modèles. En tous cas, il faut bien noter que la validation est une partie importante et inséparable d'une modélisation.

Dans cette partie, on compare les résultats calculés par l'application du modèle "hybride", en utilisant le programme GOUPEG, avec les mesures du comportement d'un groupe de micropieux en vraie grandeur (expérimentation de Rueil).





## 2. Expérimentation en vraie grandeur de Rueil-Malmaison

Dans le cadre du Projet National FOREVER sur les micropieux, plusieurs domaines de recherche sont développés, couvrant à la fois le comportement des micropieux isolés ou en groupe, sous charge axiale ou transversale. Ce Projet National est géré par l'Institut pour la Recherche appliquée et l'EXpérimentation en génie civil (IREX).

Dans le cadre de la participation des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC) à FOREVER, pour 1994, le Laboratoire Régional de l'Est Parisien (LREP) a mené une expérimentation de micropieux en vraie grandeur sur le chantier de la Déviation de Rueil. Cette expérimentation fut réalisée en juin 1994 en liaison avec la Direction Départementale de l'Équipement des Hauts-de-Seine (DDE 92), le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), l'Entreprise SOLETANCHE et le Centre d'Enseignement et de Recherche en MÉcanique des Sols (CERMES).

La participation du CERMES consistait, essentiellement, en des calculs prévisionnels ainsi qu'en des calculs interprétatifs réalisés à l'aide du programme GOUPEG décrit à la partie précédente. Ces calculs font l'objet de la partie présente.

### 2.1. Déviation de Rueil

Selon la DDE 92, l'objectif essentiel de la construction de cette voie nouvelle est d'améliorer les liaisons automobiles entre Paris-La Défense et le secteur Marly-le-Roi, la Celle-Saint-Cloud, Bougival, Rueil-Ouest, Saint-Germain-en-Laye.

Le trafic de transit sur la RN 13 à Rueil, qui représente une part importante de son trafic total, sera ainsi capté par cette nouvelle voie. La RN 13 pourra donc retrouver son rôle de desserte locale, en améliorant confort et sécurité des piétons, conditions de circulation et de stationnement. La figure IV.55 représente la situation de cette voie.

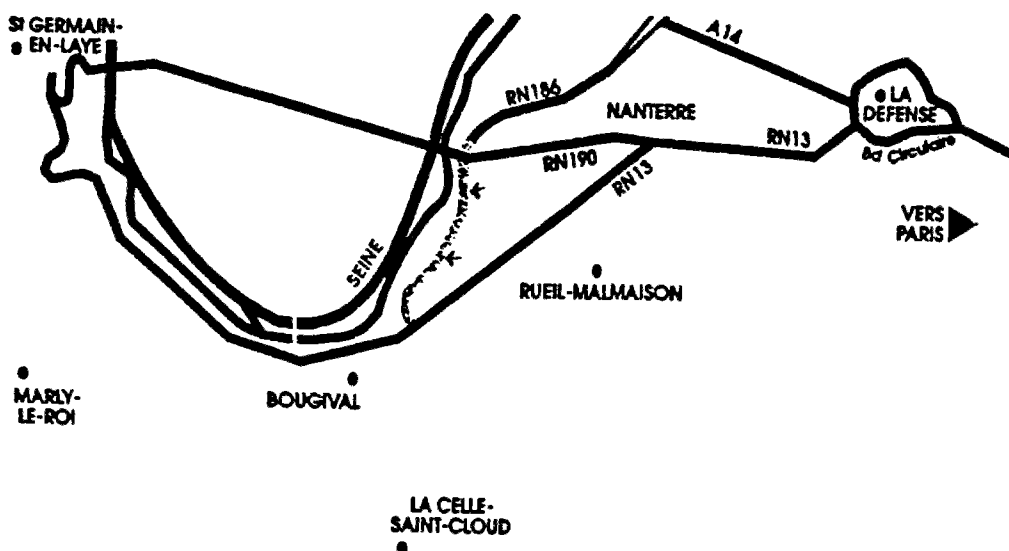


Fig. IV.55 : Déviation de Rueil (Document de la DDE 92)

La déviation de Rueil se situe dans la plaine alluviale de la Seine, sur la rive gauche. Cette plaine est de largeur inégale. Sur le site de Rueil, il y a une couche de craie (l'épaisseur peut atteindre 300 m), puis une épaisse couche d'alluvions anciennes (épaisseur entre 8 et 10 m) et enfin, au dessus, des alluvions modernes (épaisseur comprise entre 2 et 8 m).

Selon la DDE 92 toujours, la déviation de Rueil a une longueur de 2500 m et comprend 3 sections. La section 1 a une longueur de 1050 m, dont 610 m en tranchée couverte et 440 m à ciel ouvert entre l'ouvrage RER et le pont bâti ; la section 2 a 490 m de longueur en tranchée couverte et enfin, la partie 3 a 960 m.

Dans la section 1 et sous la couverture, une plateforme d'une largeur de 32 m sera réalisée. Elle comportera deux chaussées de deux voies, séparées par un terre-plein de 10 mètres permettant un élargissement éventuel à trois voies. Cette tranchée couverte est schématisée sur la figure IV.56.

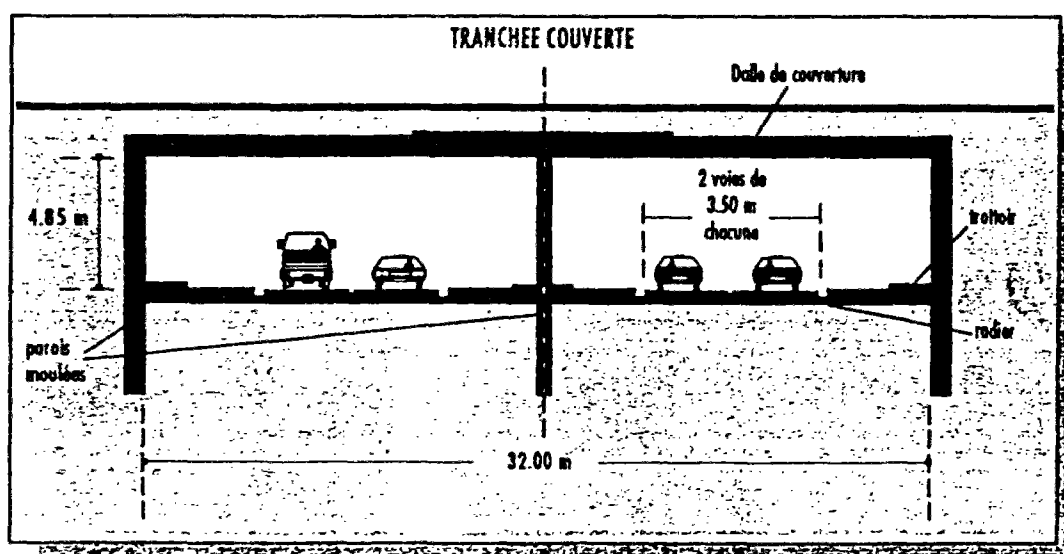


Fig. IV.56 : Tranchée couverte de Rueil (Document de la DDE 92)

Avant toute excavation, le procédé retenu consiste à réaliser dans le sol, une paroi moulée d'une épaisseur de 80 cm, destinée à servir de mur de soutènement.

Le radier sera ancré par micropieux, destinés à reprendre les efforts de sous-pression dans le cas d'une remontée à long terme de la nappe. Pour une surface de radier d'environ 15000 m² et une charge d'eau pouvant atteindre 8 m, il est prévu de 1500 à 2000 micropieux d'une capacité unitaire de 500 à 600 kN. Ces micropieux sont scellés dans des alluvions sablo-graveleuses et dans la craie fissurée de tête.

Les différentes phases de travaux de la section 1 sont montrées sur la figure IV.57 ; on aperçoit, en sixième partie, la réalisation de micropieux.

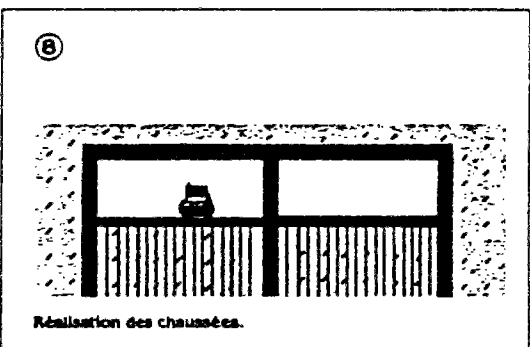
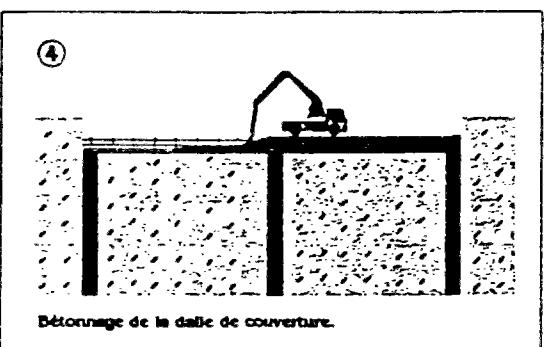
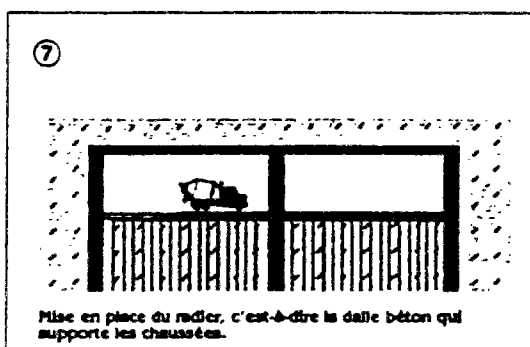
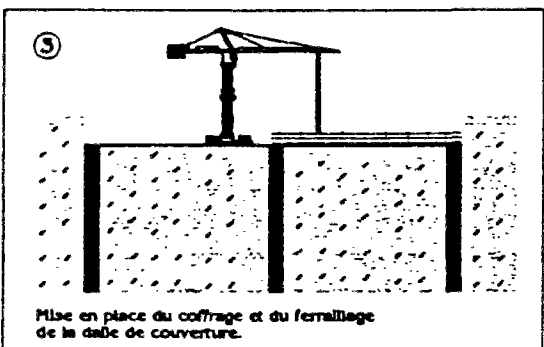
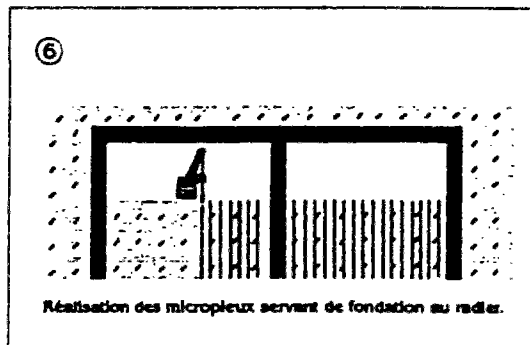
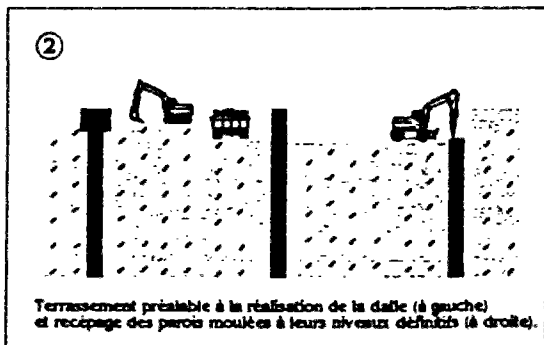
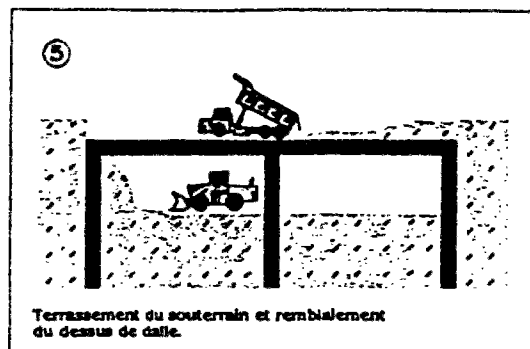
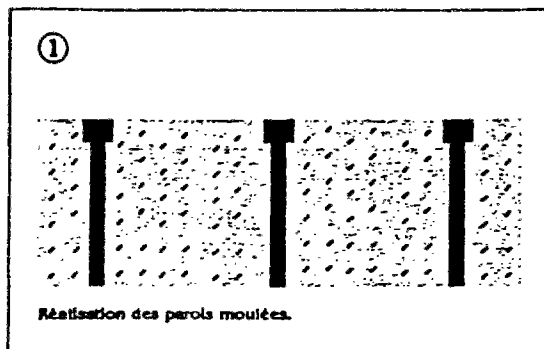


Fig. IV.57 : Différentes phases de travaux de la section 1  
(Document de la DDE 92)

## 2.2. Caractéristiques des micropieux d'essais et du sol

Les essais de FOREVER consistent en l'arrachement d'un micropieu isolé et l'arrachement de trois micropieux (identiques au micropieu isolé), disposés en triangle, simultanément. Dix autres micropieux, identiques, sont également réalisés pour le programme d'essais préalables du chantier. Les 14 micropieux d'essais sont réalisés par l'Entreprise SOLETANCHE.

### 2.2.1. Micropieux

Les 4 micropieux des essais FOREVER sont scellés gravitairement dans la partie supérieure de la craie, sur 5 m, et ont une longueur libre de 14 m ; donc la longueur totale est 19 m (Fig. IV.58).

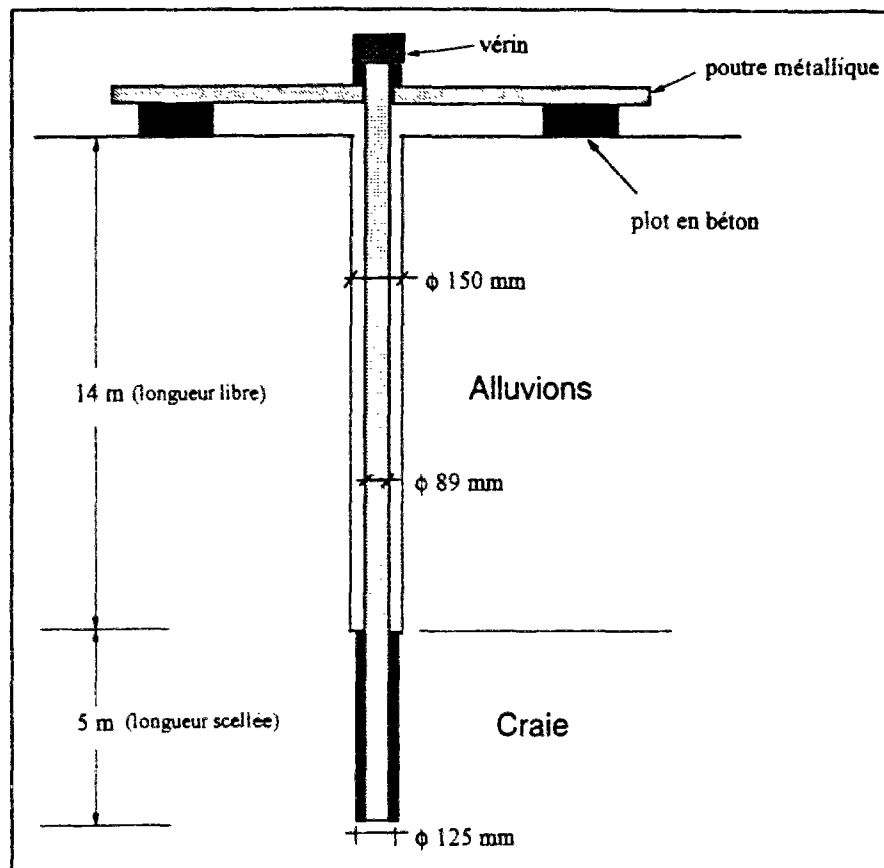


Fig. IV.58 : Micropieu type d'essai de Rueil

Le diamètre de forage (micropieu) est égal à 125 mm dans la longueur scellée, et 150 mm dans la longueur libre. L'armature est un tube métallique épais dont le diamètre extérieur et l'épaisseur sont de 89 mm et 9,52 mm respectivement. Le module d'Yong du tube est pris égal à 210 000 MPa.

En ce qui concerne le mode d'exécution de ces micropieux d'essai, il consiste à :

- forer sous boue bentonique;
- substituer cette boue par le coulis de scellement gravitairement sur les 5 m du fond (de ciment avec adjuvant fluidifiant, type Rhéobuilt 561 ; C/E = 1,5 à 2);
- remonter les tiges de forage;

- mettre en place au moyen d'une grue l'armature des micropieux (19m) en 2 ou 3 fois, préalablement équipée d'une gaine plastique en partie supérieure pour obtention de la longueur libre.

Le forage est réalisé, en partie libre, au moyen d'un tricône et, en partie scellée, au moyen d'un outil type "as de carreau", identique à celui prévu pour le chantier.

Les armatures sont raccordées, par tiges de 3 m environ, par un manchonnage extérieur (diamètre extérieur des manchons 106 mm).

Un délai de 24 heures est prévu entre les dates de réalisation de chacun des trois micropieux du groupe. La disposition des micropieux dans le groupe est montrée sur la figure IV.59.

Pour l'instrumentation des micropieux par l'extensomètre amovible (voir plus loin), il était nécessaire de laisser une section de diamètre 50 mm vide à l'intérieur de l'armature. Pour cette raison, un tube métallique de 50-55 mm de diamètre est scellé dans l'armature du micropieu. Par ailleurs, il est important qu'aucune fuite de coulis ne se produise vers la partie libre.

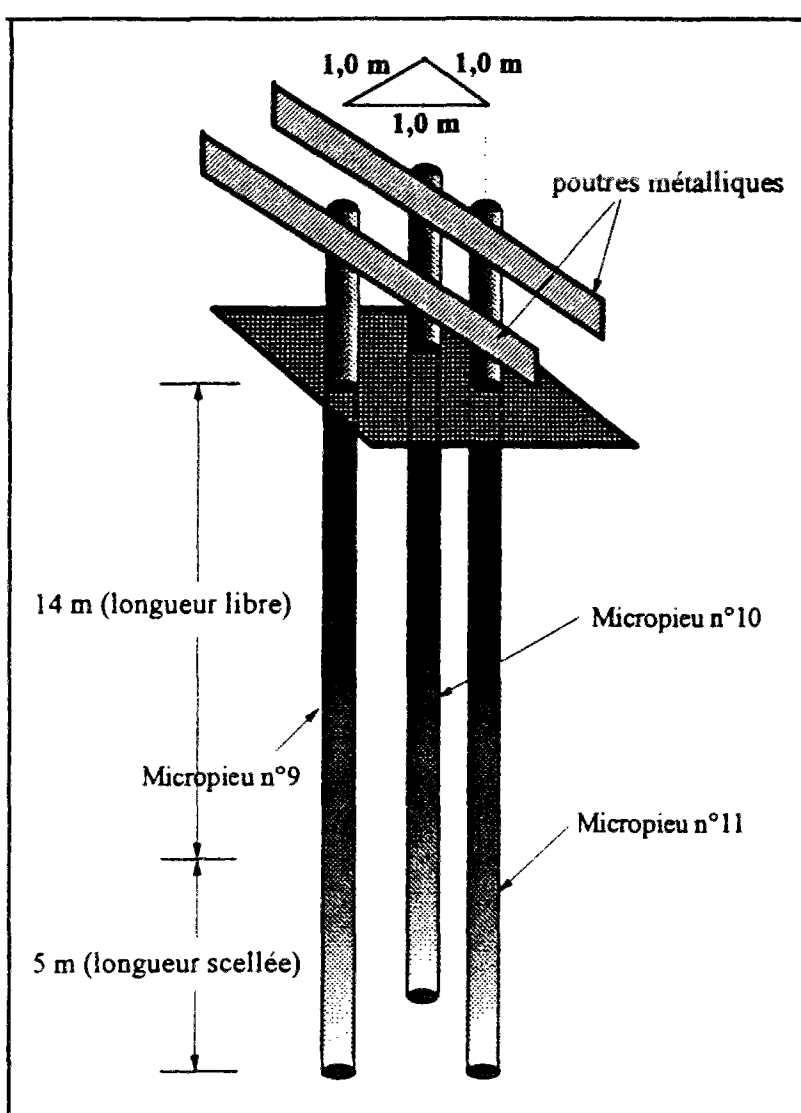


Fig. IV.59 : Schéma du groupe de trois micropieux d'essais de Rueil

L'entre-axes des micropieux dans le groupe est un paramètre important. Une étude paramétrique, pour cette expérimentation, a donc été menée (voir plus loin § 3), en utilisant le logiciel GOUPEG. Suite à cette étude, un espacement de 1 mètre a été retenu.

### 2.2.2. Sol

Les caractéristiques mécaniques du sol, pour les calculs prévisionnels, furent déterminées par les sondages pressiométriques P31, P32, P41, P42, P43 et PR1 situés à 250 m des essais. Afin de préciser les couches géotechniques et leurs caractéristiques, un autre sondage pressiométrique a été réalisé, dans la zone d'essai par le LREP début mai 1994. Cet essai a confirmé les caractéristiques pressiométriques moyennes suivantes pour la craie altérée de tête :

$$E_M = 18 \text{ MPa} ;$$
$$p_l = 1,8 \text{ MPa}.$$

Le frottement latéral unitaire limite  $q_s$  est donné par les règles du FASCICULE 62, Titre V (1993) (pieu injecté basse pression, craie B, courbe Q3) :

$$q_s = 110 \text{ kPa}$$

En prenant cette valeur pour  $q_s$ , la charge limite supportée par la partie scellée des micropieux d'essais, avec 125 mm de diamètre et 5 m de longueur, est  $T_L = \pi \times 0,125 \times 5 \times 110 = 216 \text{ kN}$ .

### 2.3. Instrumentation et arrachement des micropieux

Le dispositif d'arrachement, pour le micropieu isolé, comprend un vérin annulaire (de capacité 2000 kN), une poutre métallique permettant de transmettre l'effort et deux plots rectangulaires (en béton) de réaction sur lesquels s'appuie la poutre métallique. La distance entre les deux plots, pour la mise en place de l'instrumentation, est de 2,5 m.

Il en était de même pour le groupe constitué de trois micropieux, sauf que la transmission des efforts aux plots est faite par l'intermédiaire de deux poutres métalliques (l'une d'elles liaisonnant deux micropieux). Ce groupe est à la distance d'environ 7 m du micropieu isolé.

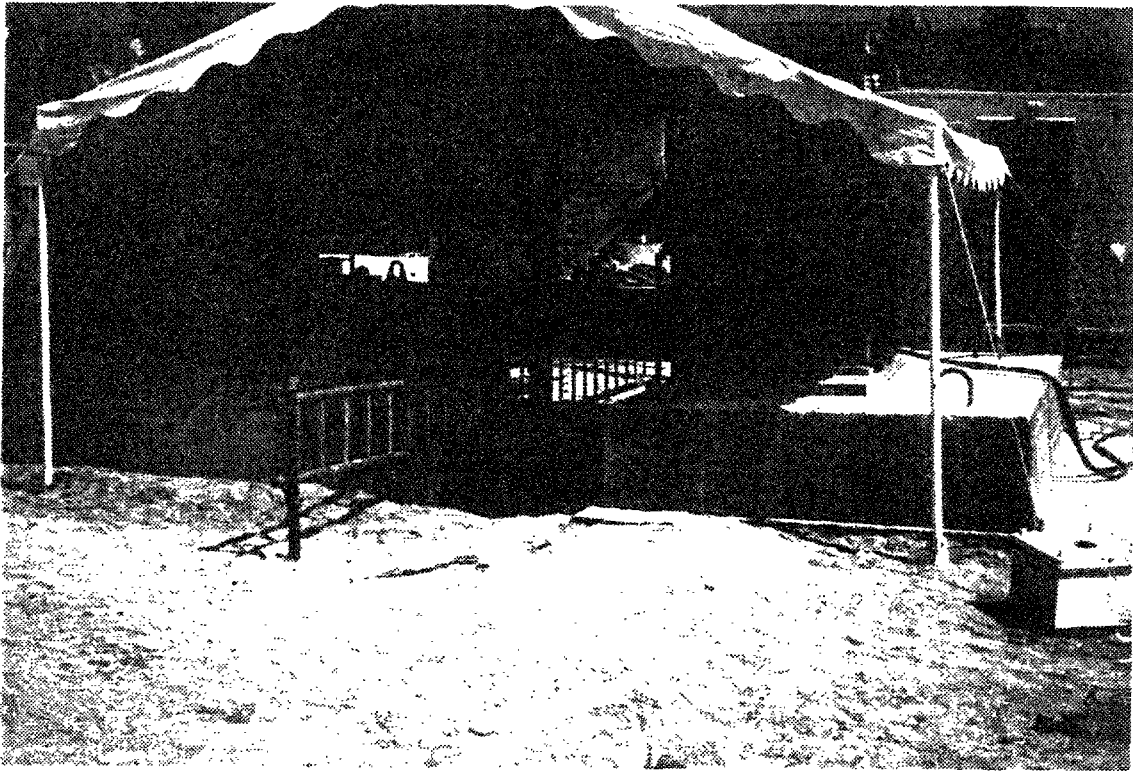
La distance entre l'un des micropieux et le plot le plus proche, pour éviter une interaction entre le volume de sol mobilisé par l'arrachement et les plots, est de 1,5 m d'après les calculs préconisés par le document TA 86 (MAUREL, 1994).

La traction d'arrachement du groupe était exercée séparément et simultanément sur les trois micropieux par trois vérins.

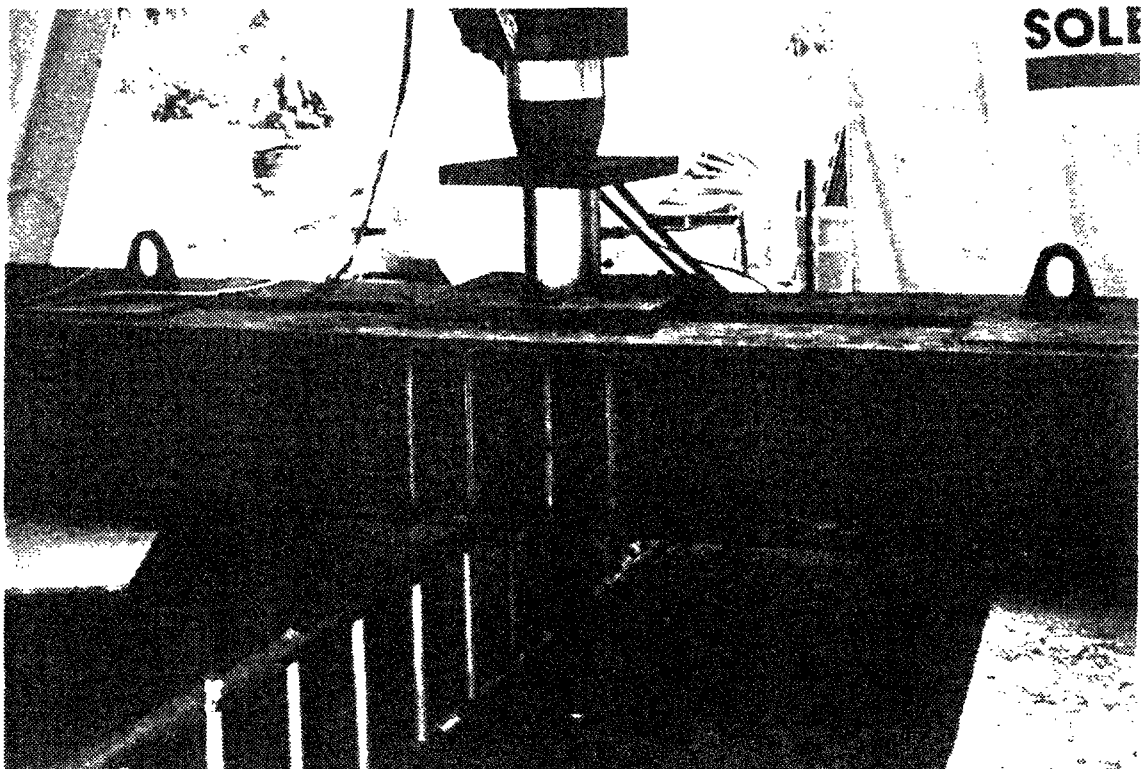
L'instrumentation était réalisée par le LCPC et a comporté les mesures suivantes :

- déplacement de la tête de chaque micropieu (par comparateur électrique) ;
- force dans chaque armature (par peson annulaire) ;
- déformations le long du micropieu dans chaque tronçon (par extensomètre amovible).

Les figures IV.60 et IV.61 montrent la vue générale et l'instrumentation en tête du micropieu isolé et les figures IV.62 et IV.63 sont les vues correspondantes pour le groupe de trois micropieux.

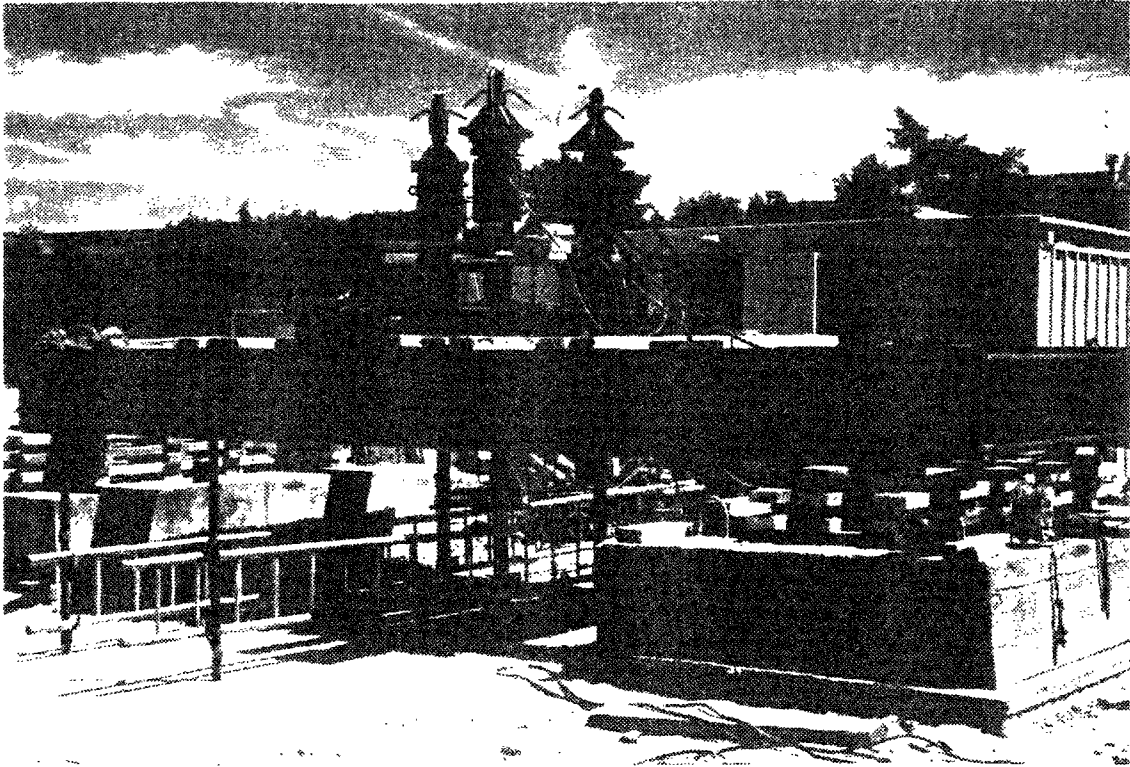


IV.60 : Vue générale de l'essais du micropieu isolé de Rueil

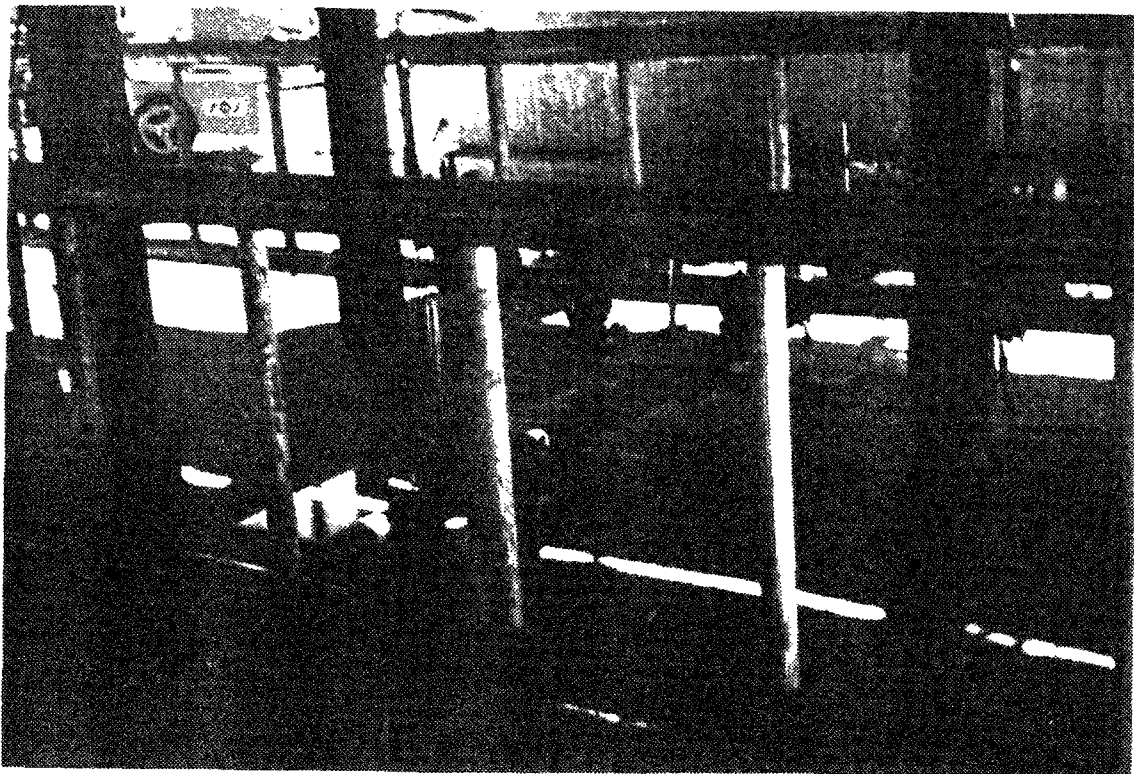


IV.61 : Instrumentation en tête du micropieu isolé de Rueil





IV.62 : Vue générale de l'essai du groupe de trois micropieux de Rueil



IV.63 : Instrumentation en tête du groupe de trois micropieux de Rueil

Les extensomètres étaient mis en oeuvre dans les tubes de 50 mm scellés dans l'armature. Pour l'essai de groupe, trois extensomètres ont été utilisés (un par micropieu). L'espacement minimal entre bloqueurs d'extensomètre étant de 1 m, on avait 5 tronçons dans la zone scellée ainsi que 3 tronçons dans la longueur libre, pour vérifier l'absence de frottement dans cette partie (figure IV.64).

Il est à noter que l'essai du micropieu isolé a eu lieu le 28 juin 1994 et celui du groupe le 30 juin 1994.

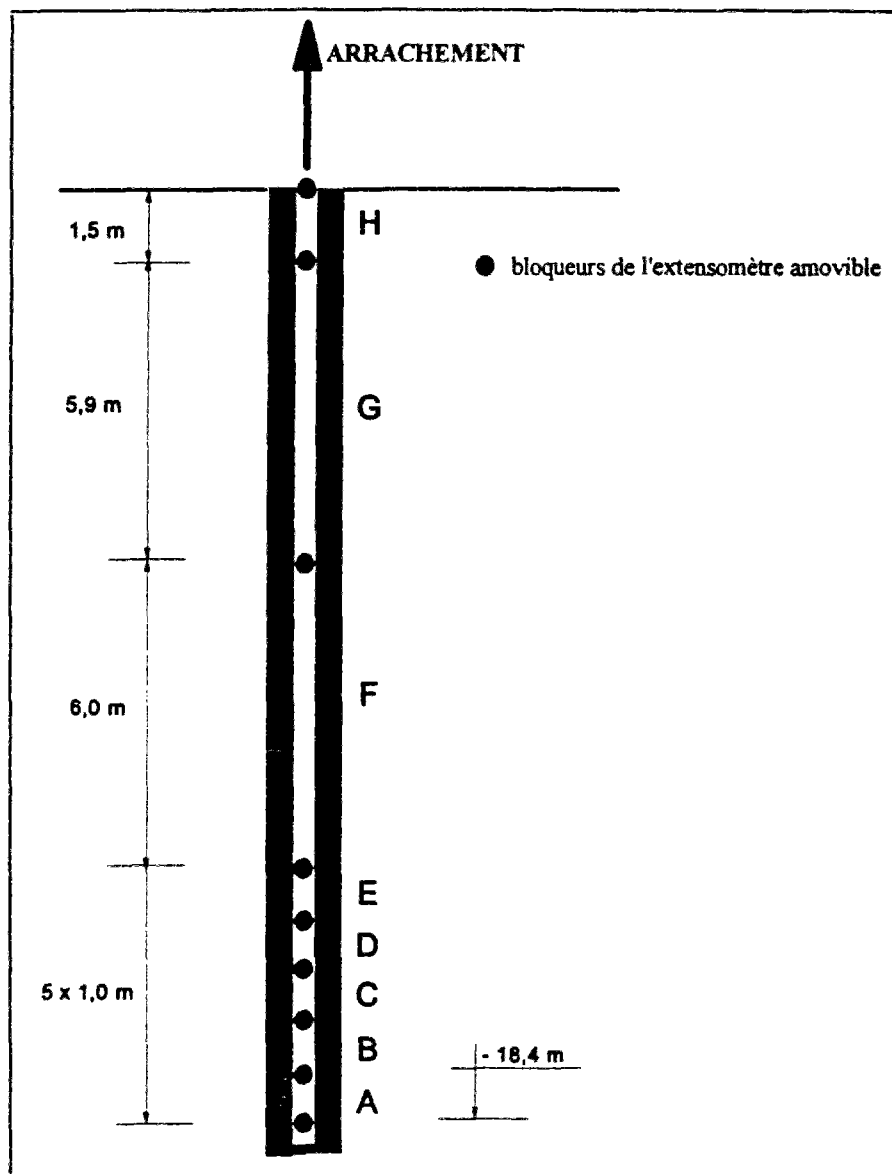


Fig. IV.64 : Disposition des bloqueurs de l'extensomètre pour les micropieux d'essais de Rueil

#### 2.4. Programmes de chargement

La procédure de l'application des paliers de charges était la suivante.

*Pour le micropieu n°8 (micropieu isolé) : paliers de 60 kN de 60 à 1080 kN maintenues environ 30 minutes, plus montée à 1140 kN sans mesures complètes car la rupture du micropieu fut atteinte.*

Pour les micropieux n° 9, 10 et 11 (groupe de micropieux) : paliers de 60 kN de 60 à 540 kN par micropieu, le dispositif de réaction était limité à  $3 \times 540$  kN.

Les mesures de déformations, dans chaque tronçon, sont faites au début et à la fin de chaque palier de charge grâce à l'extensomètre amovible.

### 3. Analyse des essais de Rueil par GOUPEG

Pour analyser les essais de Rueil, on a utilisé les mesures pressiométriques et le logiciel GOUPEG. Les calculs comprennent des calculs de prévision (effectués avant la réalisation des essais) et des calculs interprétatifs (effectués après avoir eu connaissance des résultats des essais).

#### 3.1. Calculs de prévision

La figure IV.65 indique la courbe de mobilisation du frottement latéral (selon la loi de mobilisation de FRANK et ZHAO, voir Chap. II, Partie A, § 3.1.2) utilisée pour les calculs de prévision. On a utilisé cette courbe pour la partie scellée des micropieux.

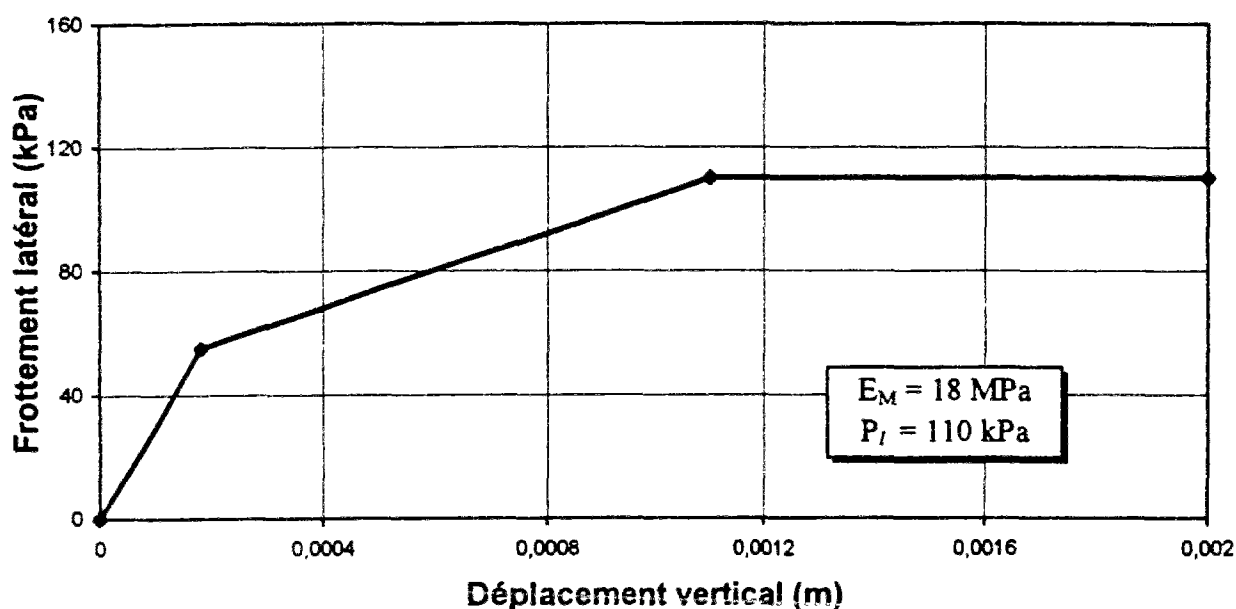


Fig. IV.65 : Courbe de mobilisation de frottement latéral, utilisée pour les essais de Rueil

En ce qui concerne le micropieu isolé, la figure IV.66 montre la courbe de tassement calculée par le programme GOUPEG (équivalent du programme PIVER-LCPC, voir FRANK, 1989). Sur cette figure sont portés le déplacement vertical en tête du micropieu et celui en tête de la partie scellée.

La figure IV.67 montre le facteur d'interaction en tête des parties scellées pour le groupe de trois micropieux en fonction de l'entre-axes des micropieux, calculé par le programme GOUPEG, nommé  $(\alpha_{sc})_{GOUPEG}$ . Le facteur d'interaction est le rapport du déplacement supplémentaire du micropieu en groupe, causé par les autres micropieux de groupe au déplacement de celui-ci, considéré isolé, sous sa charge propre. Suite à ce calcul, on a retenu un entre-axes de 1 m, ce qui donne  $(\alpha_{sc})_{GOUPEG} = 0,71$ .

Pour le calcul de ce facteur en tête des micropieux en groupe, un terme important, c'est-à-dire l'allongement élastique de la partie, libre intervient. Le facteur d'interaction en tête de micropieux en groupe ( $\alpha_{Te}$ )_{GOUPEG}, pour l'entre-axes = 1 m, est en moyenne égal à 0,085 (il varie légèrement avec le chargement).

Ces facteurs sont calculés en demeurant dans la première partie de la courbe de mobilisation (partie "élastique", voir figure IV.65).

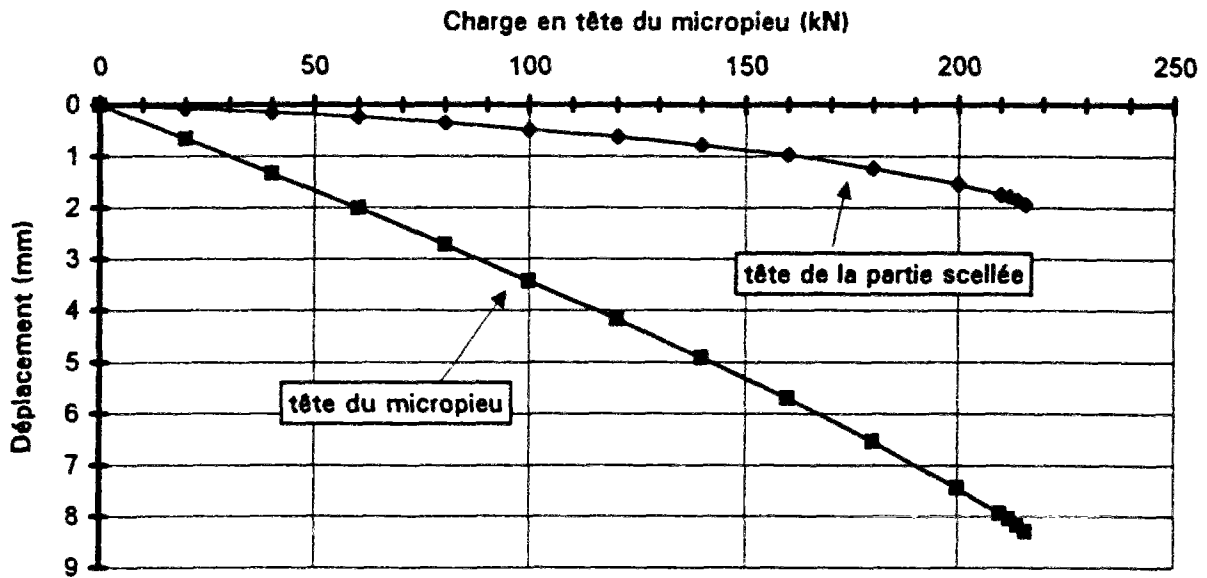


Fig. IV.66 : Prédiction de déplacement de micropieu isolé de Rueil

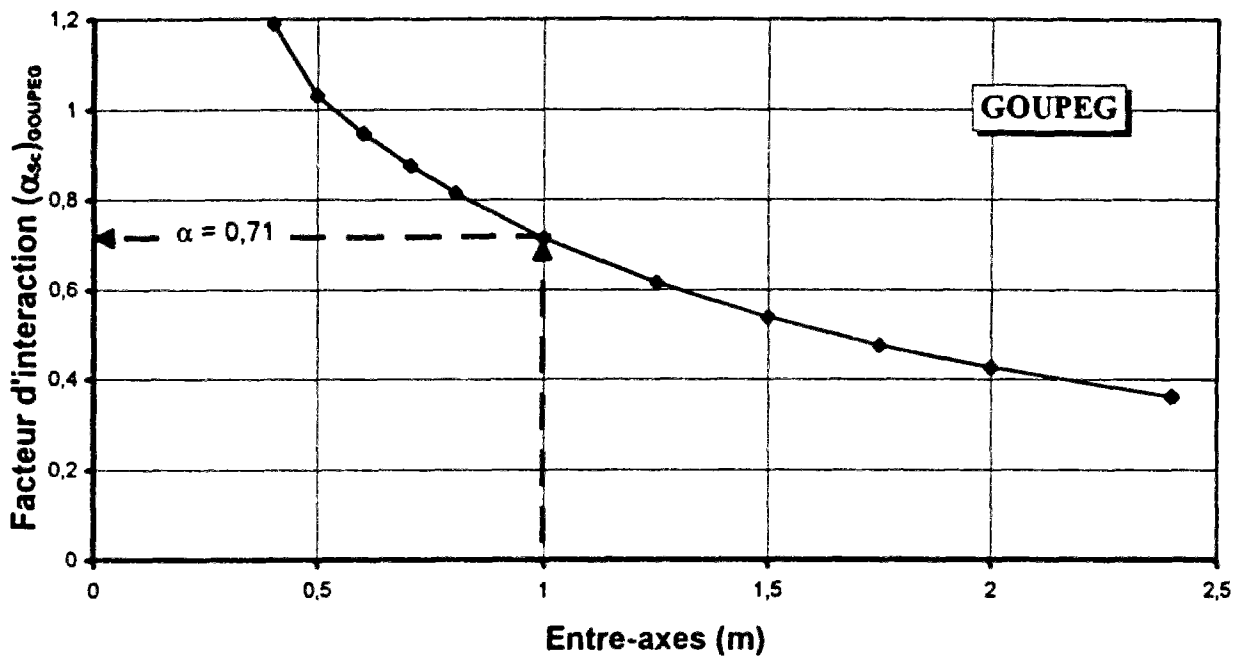


Fig. IV.67 : Prédiction du facteur d'interaction en tête de la partie scellée pour le groupe de trois micropieux de Rueil par GOUPEG

Les calculs par GOUPEG ont été effectués en prenant,  $E = 10E_M$  ( $E$  est le module d'Young du sol, utilisé dans ce programme pour la détermination de l'interaction entre les éléments profonds, voir chapitre précédent). Il s'agit, en principe, d'un module du sol intact. Le rapport  $E/E_M = 10$  a été choisi suite à une étude paramétrique décrite ailleurs (POPA, MALEKI et FRANK, 1993). Notons que BAGUELIN, BUSTAMANTE et FRANK (1986) indiquent, pour le rapport  $G_0/G_M$ , une valeur 11,3,  $G_0$  étant le module tangentiel initial au pressiomètre autoforeur et  $G_M$ , mesuré par l'essai Ménard, vaut  $2,66 E_M$ , par convention.

### 3.2. Interprétation de l'essai du micropieu isolé

Les figures IV.68 et IV.69 comparent les mesures et les calculs pour l'essai du micropieu isolé (micropieu n°8), en ce qui concerne le déplacement de la tête et celui de la tête de la partie scellée (pour la profondeur 13,9 m) respectivement.

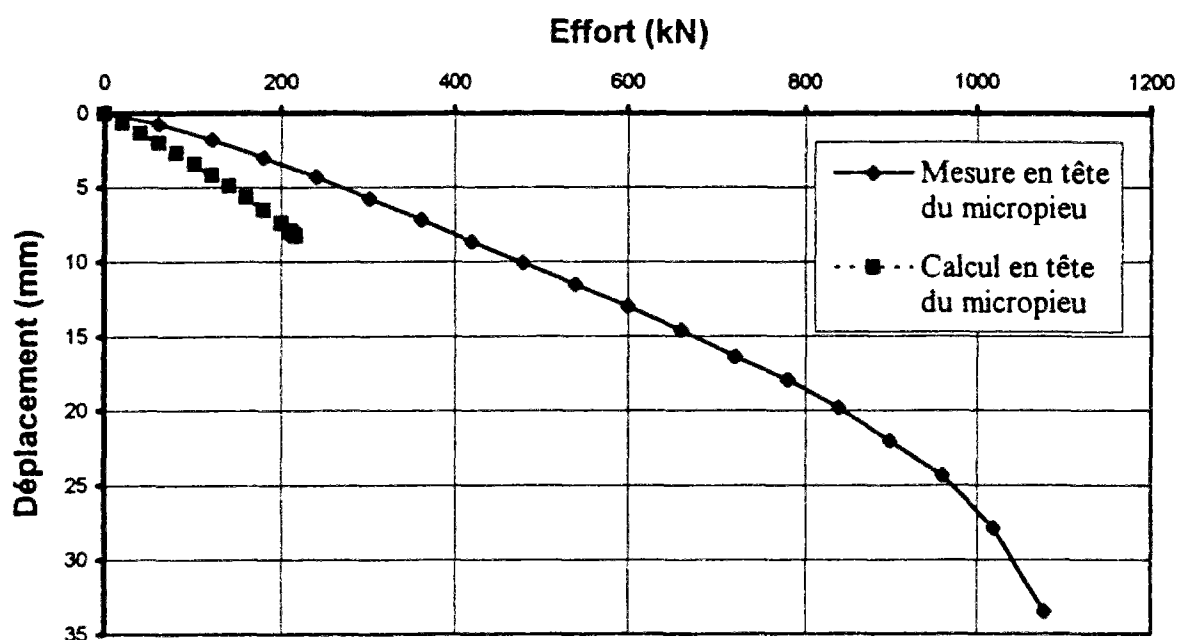


Fig. IV.68 : Comparaison du déplacement prédit avec la mesure en tête du micropieu isolé de Rueil

Le calcul de prévision en tête du micropieu, par rapport aux mesures, surestime le déplacement de ce point ; c'est inverse pour la tête de la partie scellée. Cette surestimation est, peut être, due au comportement particulier de la partie "libre" qui n'est pas conforme aux calculs prévisionnels.

La figure IV.70, pour quelques paliers de chargement, montre la distribution des efforts mesurés le long du fût. Tous les extensomètres installés ont bien fonctionné. Ces mesures montrent que la longueur dite "libre" du micropieu (de 0 à 14 m) n'est pas vraiment libre. On constate même que la majorité des efforts est reprise par cette partie.

Ce défaut de la longueur libre est sans doute dû à la pénétration du coulis dans la gaine plastique entourant l'armature du micropieu, utilisée pour supprimer le frottement et créer la partie libre.

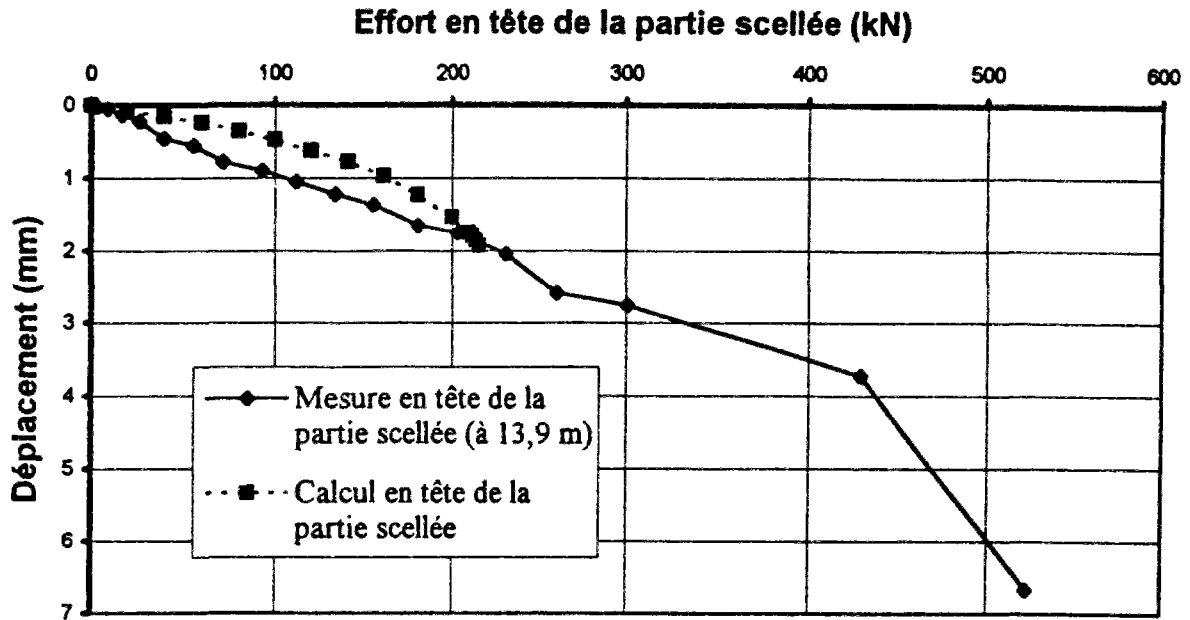


Fig. IV.69 : Comparaison du déplacement prédit avec la mesure en tête de la partie scellée du micropieu isolé de Rueil

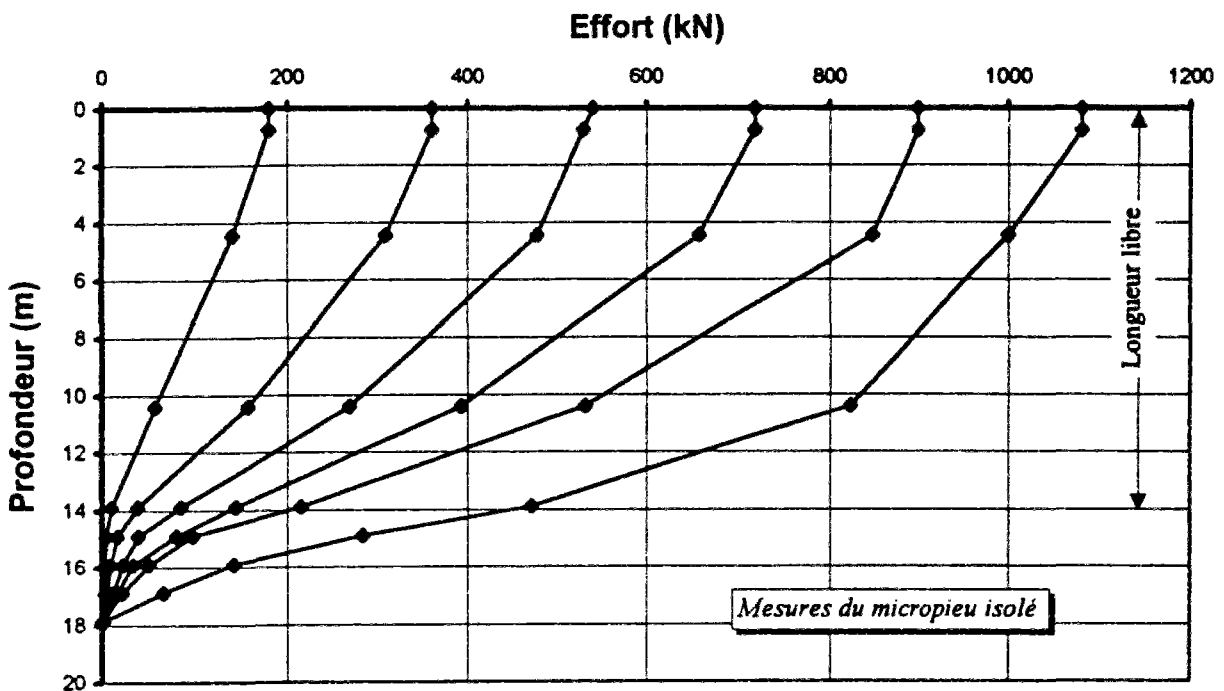


Fig. IV.70 : Distribution de l'effort le long du micropieu isolé

Pour la prise en compte du nouveau comportement de la partie "libre", afin de mieux modéliser le comportement du micropieu isolé, on remplace la partie "libre" du micropieu par une couche fictive de sol. Pour estimer les caractéristiques mécaniques de cette couche fictive et modifier les données du calcul de prévision, on a utilisé les frottements mesurés dans la partie "libre". Le module pressiométrique ( $E_M$ ) de la couche fictive est estimé égal à 10 MPa et les valeurs du frottement latéral unitaire limite prises pour le calcul modifié sont données au tableau IV.15. On utilise ultérieurement ces données modifiées pour l'interprétation de l'essai du groupe de micropieux (voir § 3.3.2).

Sol	Profondeur (m)	$q_s$ (kPa) prévu	$q_s$ (kPa) mesuré
Fictif	0 - 1,5	0	40
Fictif	1,5 - 7,4	0	70
Fictif	7,4 - 13,4	0	70
Craie	13,4 - 14,4	110	930
Craie	14,4 - 15,4	110	510
Craie	15,4 - 16,4	110	380
Craie	16,4 - 17,4	110	150
Craie	17,4 - 18,4	110	230

Tableau IV.15 : Frottement unitaire limite mesuré le long du micropieu isolé

On compare, sur les figures IV.71 et IV.72, les résultats de ce calcul modifié, en tête du micropieu ainsi qu'en tête de sa partie scellée, avec les mesures.

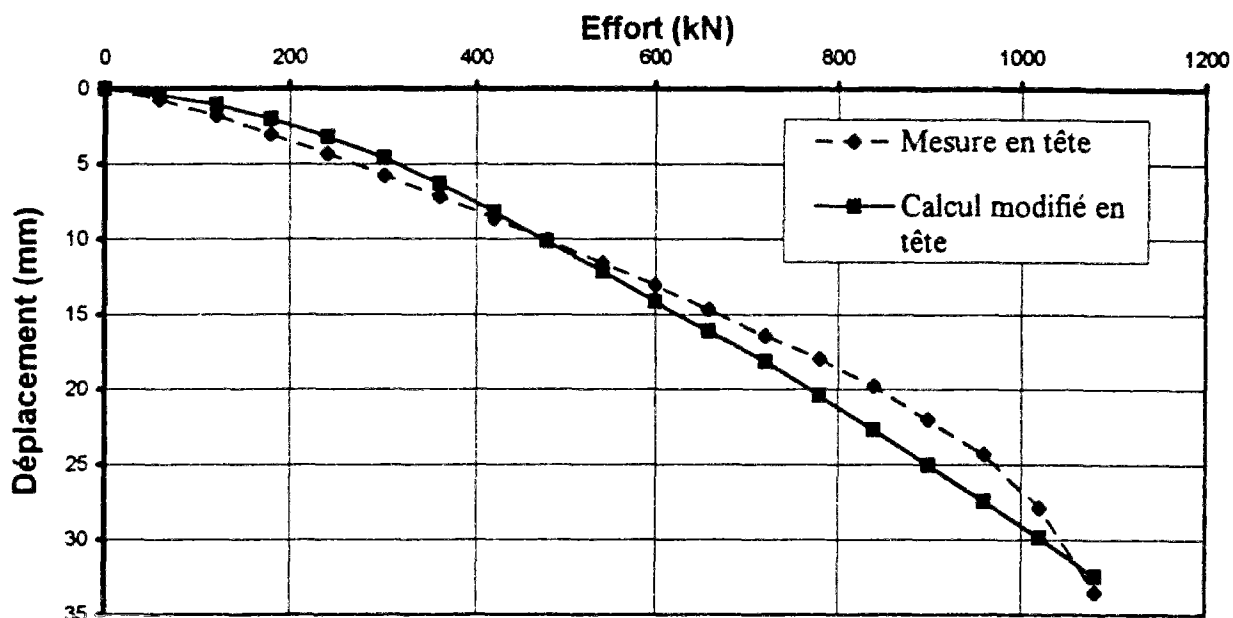


Fig. IV.71 : Comparaison du déplacement modifié avec la mesure en tête micropieu isolé de Rueil

Avec cette modification des paramètres, la concordance entre les résultats calculés en tête du micropieu et les mesures est très bonne ; mais la comparaison n'est pas satisfaisante pour la tête de la partie scellée (mesures à la profondeur 13,9 m). Ceci peut être dû à la confection de la partie de raccordement qui a éventuellement des sections irrégulières (comme des bosses) sur une certaine longueur. Sur la figure IV.73, on compare, à la profondeur 10,4 m, c'est-à-dire 3,5 m au-dessus de ces "perturbations", les mesures de déplacement du micropieu isolé avec ceux calculés. A cette profondeur, l'accord entre les mesures et les valeurs calculées est incontestable.

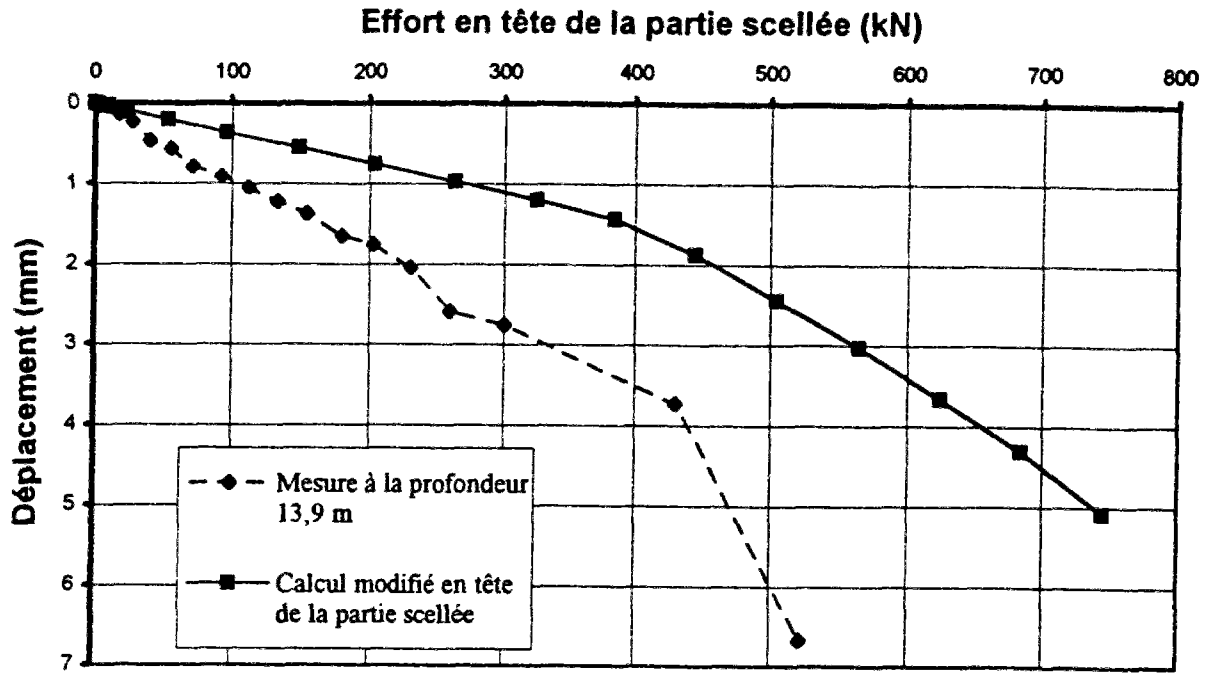


Fig. IV.72 : Comparaison du déplacement modifié avec la mesure en tête de la partie scellée du micropieu isolé de Rueil

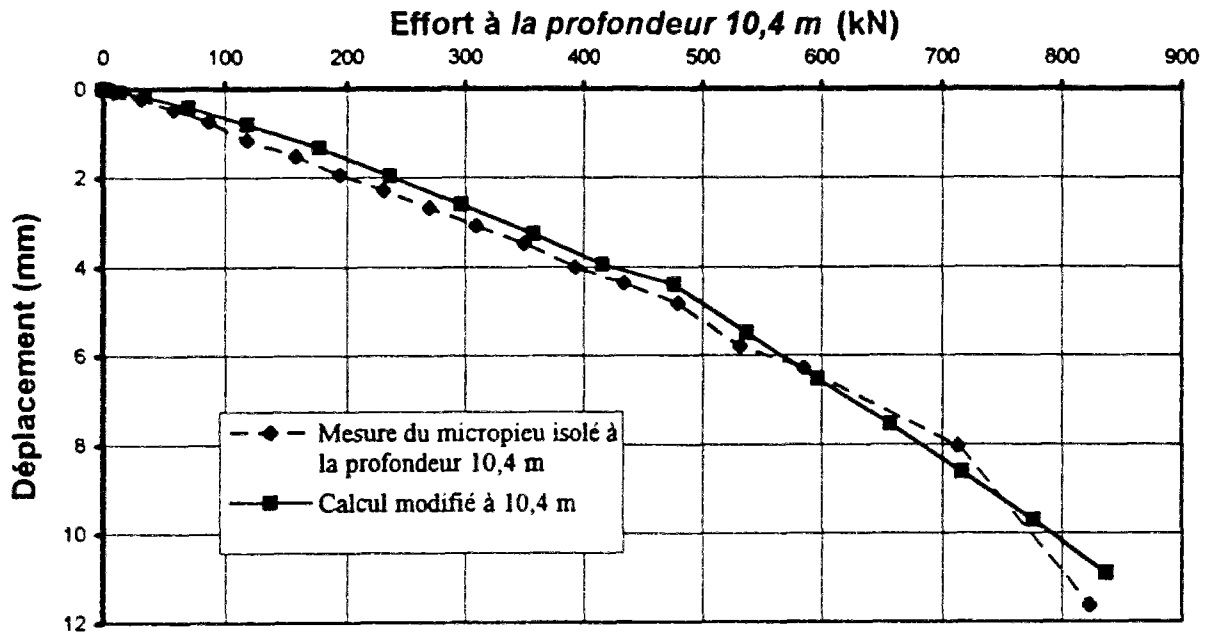


Fig. IV.73 : Comparaison du déplacement modifié avec la mesure du micropieu isolé de Rueil à la profondeur 10,4 m



### 3.3. Interprétation de l'essai du groupe de micropieux

Afin de vérifier le fonctionnement des parties libres dans les micropieux d'essais en groupe, on compare sur les figures IV.74 (pour un effort en tête de 180 kN), IV.75 (pour un effort en tête de 360 kN) et IV.76 (pour un effort en tête de 540 kN, dernier palier de charge en tête des micropieux en groupe) la distribution de l'effort en fonction de la profondeur, pour le micropieu isolé et pour les 3 micropieux en groupe.

Les parties libres, pour les micropieux en groupe, ne sont pas parfaitement libres bien que nettement plus libres que dans le cas du micropieu isolé surtout entre 4,4 m 13,9 m de profondeur.

Le tableau IV.16 compare les efforts transmis à la profondeur 13,9. On voit, sur ce tableau, la différence importante entre la charge transmise par le micropieu isolé (n°8), à cette profondeur, et celles transmises par les micropieux de groupe. On peut également constater, sur ce tableau, que les comportements des micropieux en groupe sont très semblables.

Charge en tête (kN)	Effort transmis à la profondeur 13,9 m $P_{13,9}$ (kN)			
	Micropieu n°8	Micropieu n°9	Micropieu n°10	Micropieu n°11
180	10,4	132,6	151,0	138,7
360	38,7	279,9	307,6	280,3
540	85,7	440,0	420,1	410,2

Tableau IV.16 : Efforts transmis par les micropieux d'essais à la profondeur 13,9 m

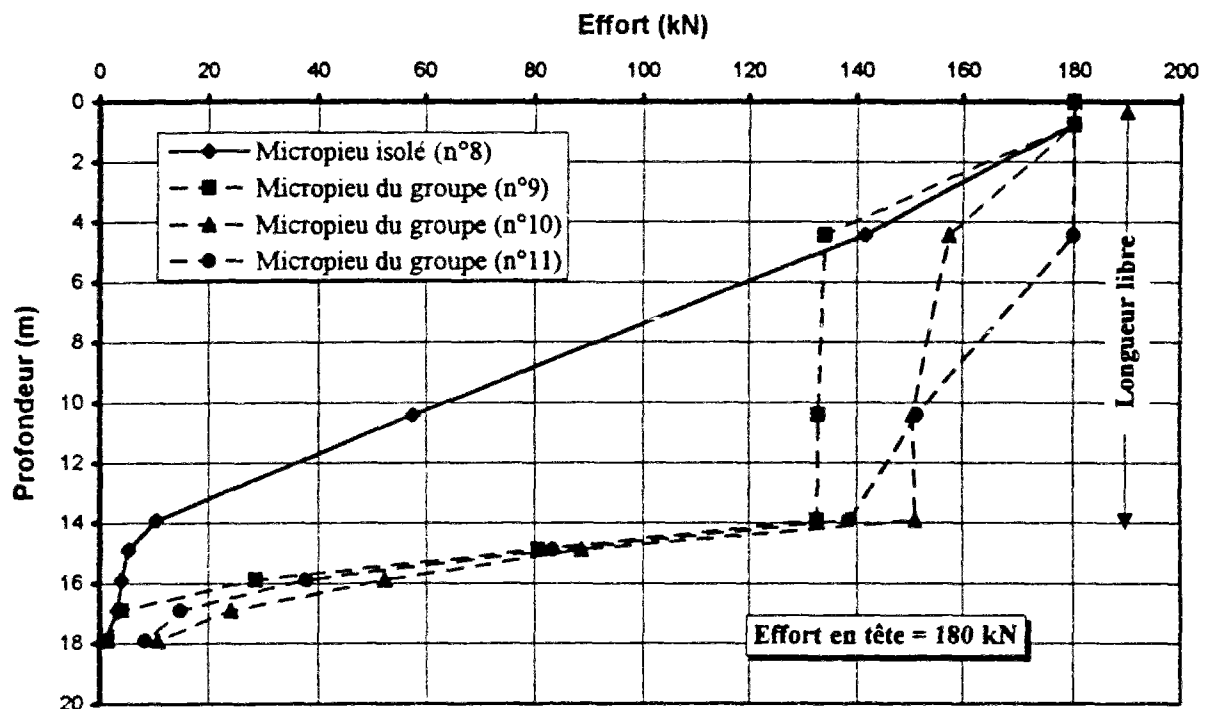


Fig. IV.74 : Distribution de l'effort le long des micropieux d'essais de Rueil (effort en tête 180 kN)

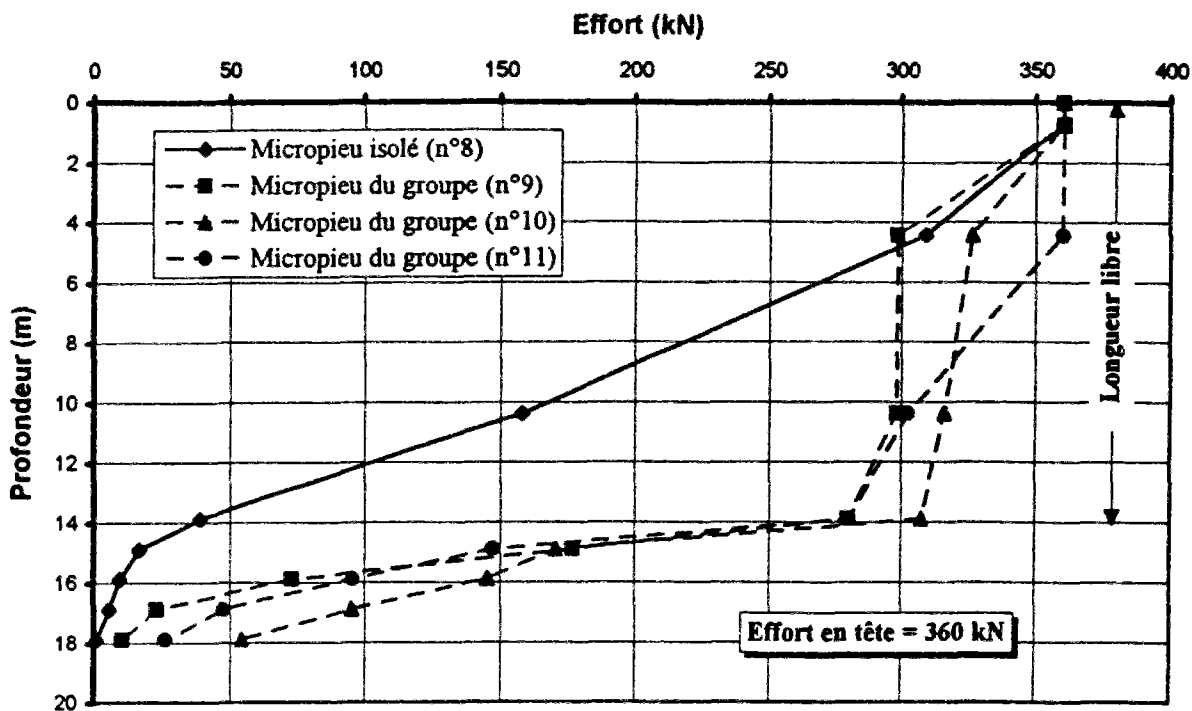


Fig. IV.75 : Distribution de l'effort le long des micropieux d'essais de Rueil (effort en tête 360 kN)

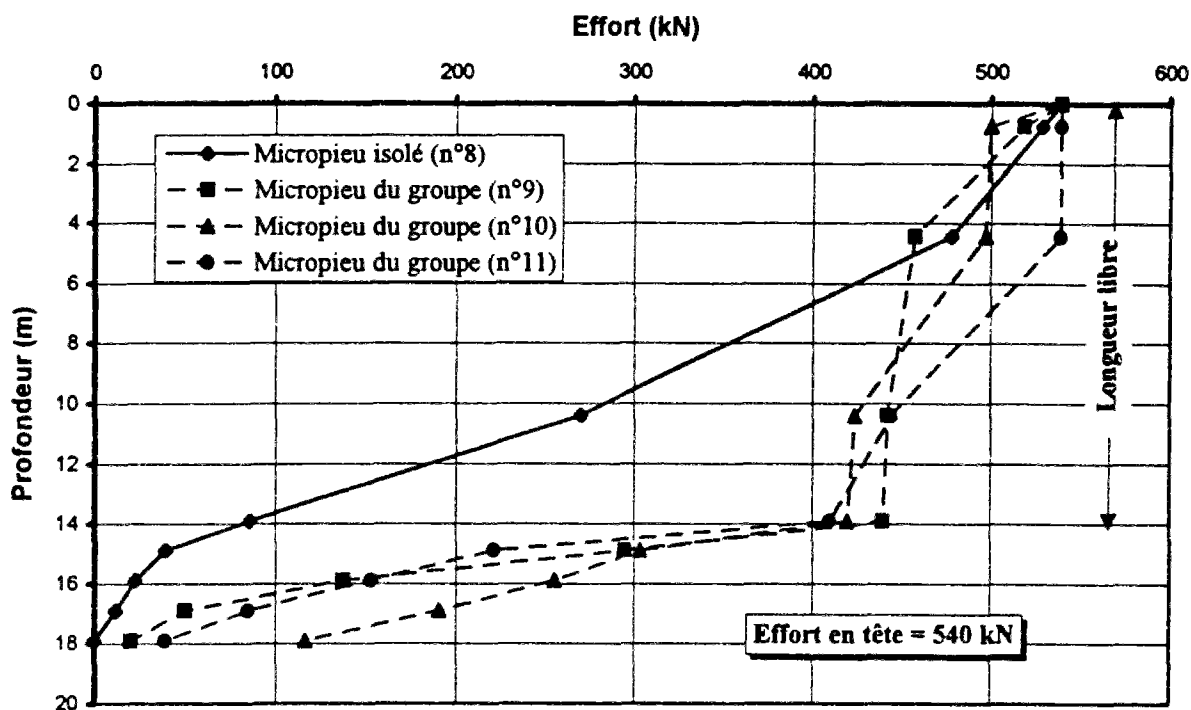


Fig. IV.76 : Distribution de l'effort le long des micropieux d'essais de Rueil (effort en tête 540 kN)

De ce point de vue, la prise en compte du micropieu isolé, en tant que micropieu de référence, pour déterminer le facteur d'interaction, est douteuse. C'est pourquoi l'on interprétera les mesures de groupe, une fois avec la prise en compte de la courbe charge-déplacement du micropieu isolé comme micropieu de référence et, une autre fois, en utilisant tous les frottements mesurés au cours des essais. Les premiers calculs consistent à vérifier le facteur d'interaction, calculé par GOUPEG (en tête des micropieux ainsi qu'en tête de leurs parties scellées) ; les autres calculs consistent à calculer globalement le groupe, par application de GOUPEG, en prenant les mesures de frottement correspondant au micropieu isolé ou celles moyennes de groupe (voir organigramme de la figure IV.77).

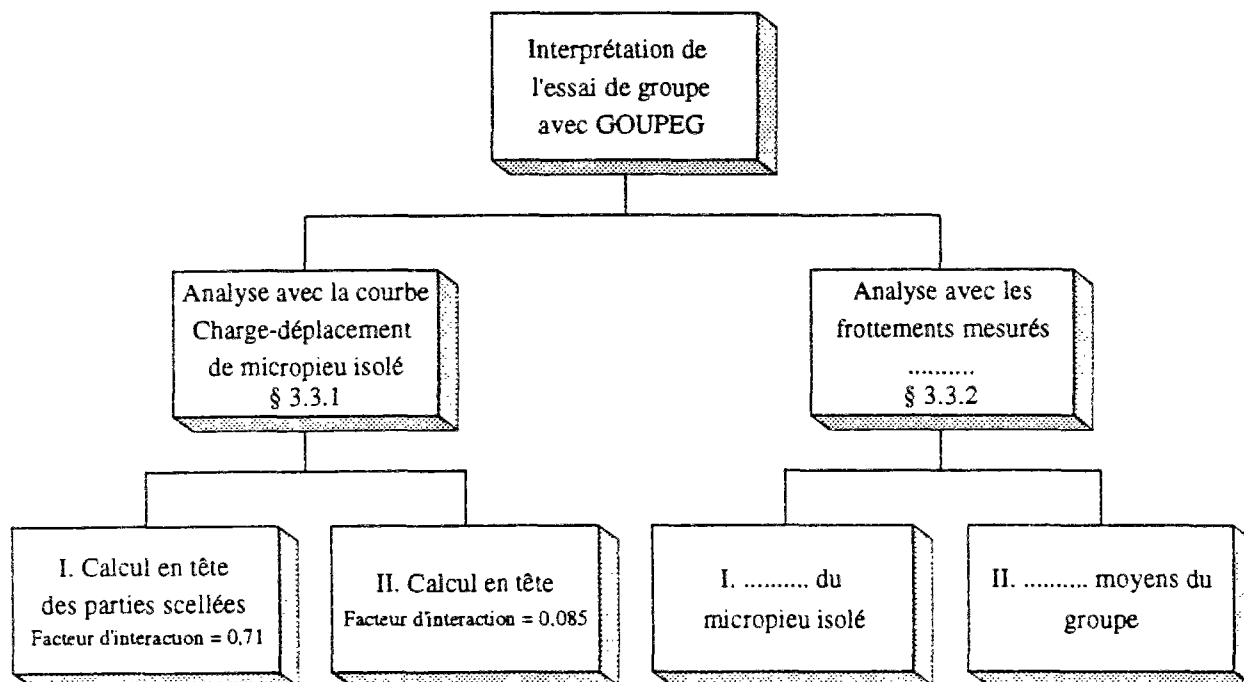


Fig. IV.77 : Schéma d'interprétation de l'essais de groupe de Rueil avec GOUPEG

### 3.3.1. Analyse avec la courbe charge-déplacement du micropieu isolé

Le micropieu isolé est pris comme micropieu de référence. On vérifie la prévision du facteur d'interaction, faite par GOUPEG, en tête des parties scellées ainsi qu'en tête des micropieux. La comparaison en tête semble nécessaire, vu le mauvais fonctionnement des parties libres.

#### *I. Vérification du facteur d'interaction calculé (en tête des parties scellées des micropieux)*

En se référant à la figure IV.67, GOUPEG a prédit un facteur d'interaction  $(\alpha_{sc})_{\text{GOUPEG}} = 0,71$  en tête des parties scellées de ce groupe de trois micropieux (d'entre-axes égal à 1,0 m et calculs avec parties vraiment libres).

Le déplacement en tête de la partie scellée du micropieu du groupe  $[(d_{Sc})_{gr}]_{Calcul}$  peut être calculé à partir du déplacement mesuré en tête de la partie scellée du micropieu isolé  $[(d_{Sc})_{iso-8}]_{Mesuré}$  (à la profondeur 13,9 m) :

$$[(d_{Sc})_{gr}]_{Calcul} = [1 + (\alpha_{Sc})_{GOUPEG}] \cdot [(d_{Sc})_{iso-8}]_{Mesuré} \quad (IV.102)$$

Le déplacement calculé par cette formule et les mesures en tête des parties scellées des quatre micropieux d'essais (à 13,9 m de profondeur) sont portés sur la figure IV.78.

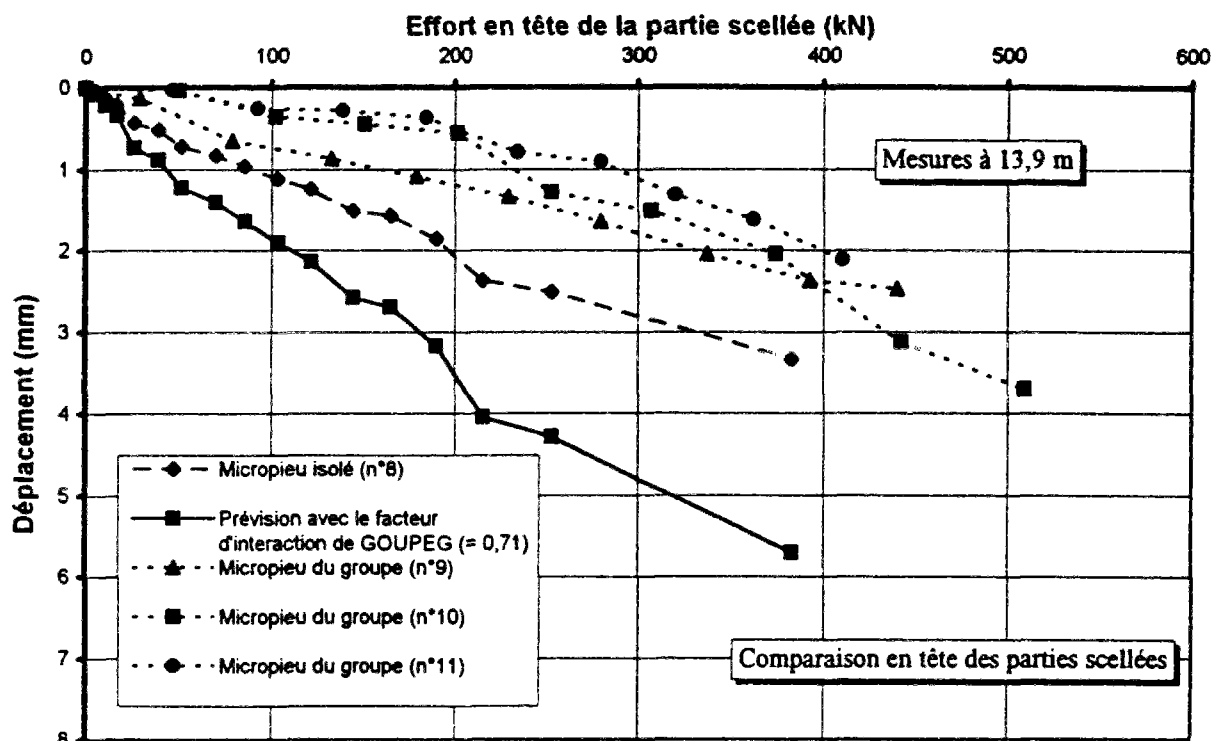


Fig. IV.78 : Comparaison des déplacements mesurés en tête des parties scellées des micropieux (à 13,9 m) avec ceux calculés par application de  $(\alpha_{Sc})_{GOUPEG} = 0,71$

On constate sur cette figure que les déplacements d'arrachement des micropieux du groupe sont moins élevés que ceux du pieu isolé, à effort sur la partie scellée égale. Ce résultat apparemment déroutant, car il indique un facteur d'interaction négatif, se comprend aisément si l'on suppose que le micropieu isolé n'a pas de partie "libre" et que les micropieux du groupe en ont une. L'application du facteur  $(\alpha_{Sc})_{GOUPEG} = 0,71$  aggrave, évidemment, l'écart avec les mesures du groupe.

Par ailleurs, on peut également supposer que des perturbations dans la zone de raccordement se sont également produites pour les micropieux du groupe.

Pour cette raison, et afin de supprimer l'effet de la zone perturbée, on compare les déplacements mesurés au-dessus de cette zone, à la profondeur 10,4 m. Le facteur

d'interaction, à cette position, calculé par GOUPEG  $(\alpha_{10,4})_{\text{GOUPEG}}$  est égal à 0,26. La formule (IV.102) écrite à 10,4 m est :

$$\left[ (d_{10,4})_{gr} \right]_{\text{Calcul}} = \left[ 1 + (\alpha_{10,4})_{\text{GOUPEG}} \right] \cdot \left[ (d_{10,4})_{\text{iso-8}} \right]_{\text{Mesuré}} \quad (\text{IV.103})$$

Le déplacement calculé par la formule précédente et les mesures des quatre micropieux, à 10,4 m de profondeur, sont montrés à la figure IV.79. Sur la figure IV.80, on compare le déplacement calculé par la formule (IV.103) avec les mesures moyennes des trois micropieux du groupe (moyennes des 3 courbes de la figure IV.79).

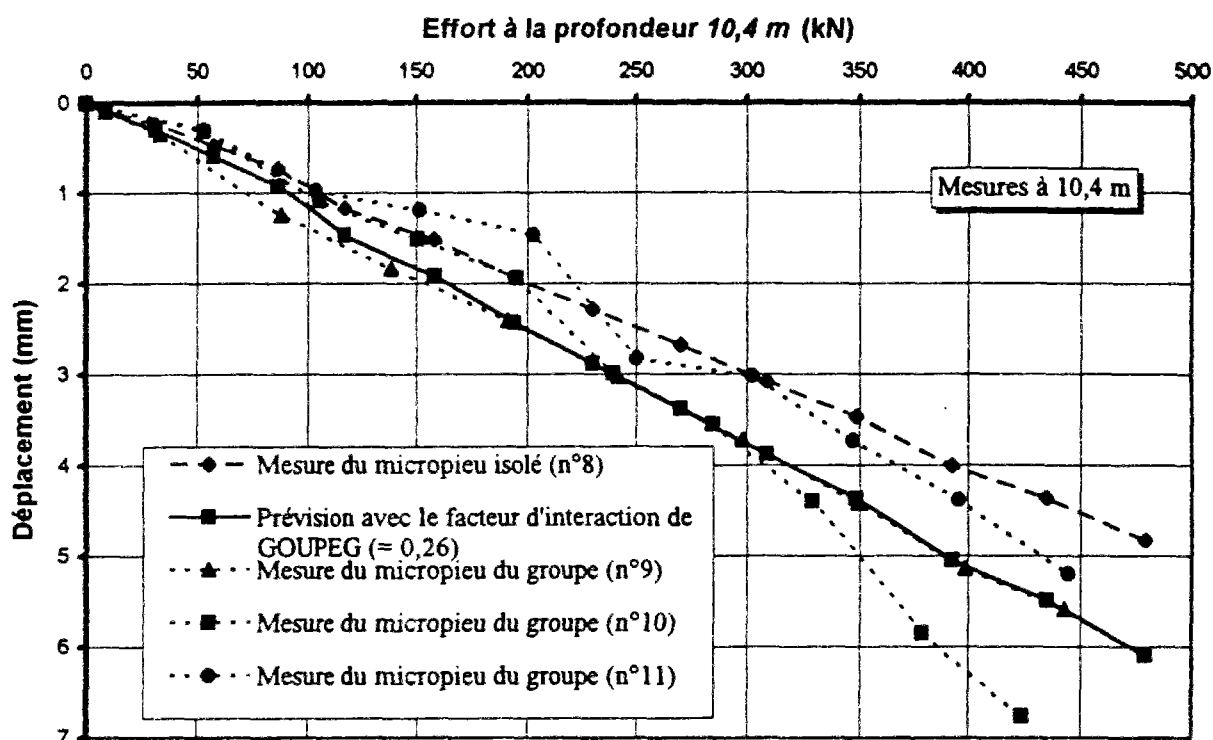


Fig. IV.79 : Comparaison des déplacements mesurés des micropieux (à 10,4 m) avec ceux calculés par application de  $(\alpha_{10,4})_{\text{GOUPEG}} = 0,26$

On constate, à 10,4 m de profondeur, un accord apparent entre les mesures et les valeurs calculées.

Il faut souligner que les efforts en tête des micropieux en groupe, pour ces comparaisons, ne sont pas identiques à ceux du micropieu isolé, vu qu'elles sont faites pour le même effort au niveau considéré.

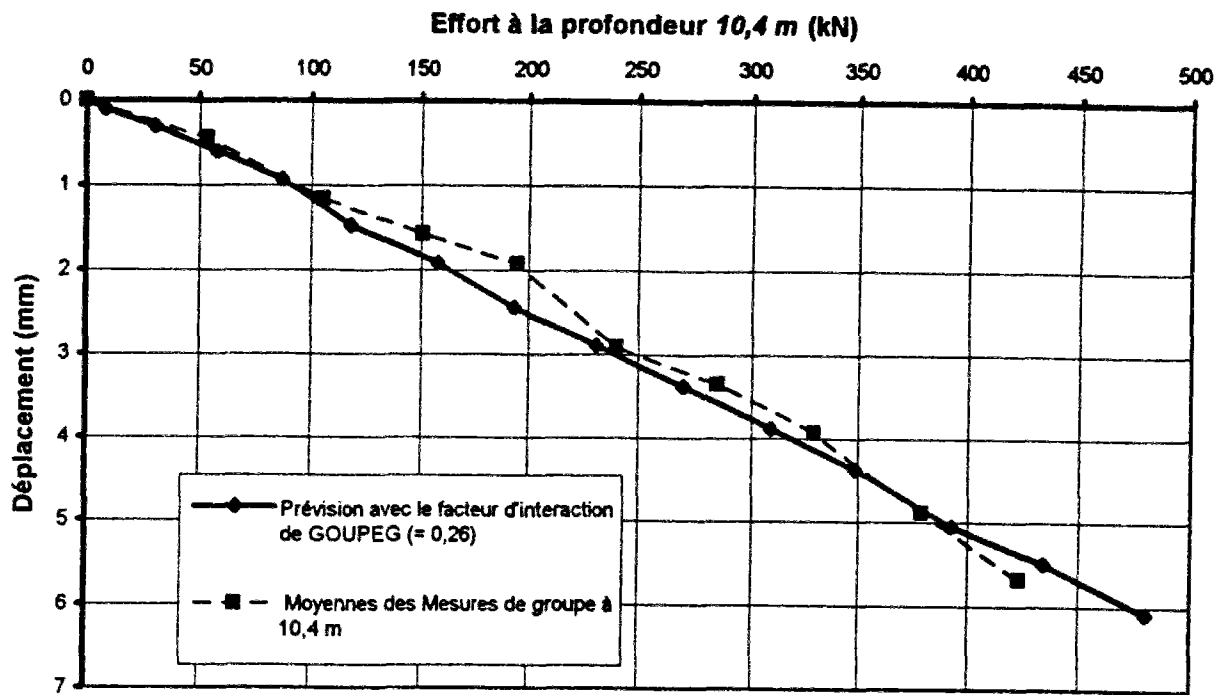


Fig. IV.80 : Comparaison des déplacements mesurés moyens des micropieux de groupe (à 10,4 m) avec ceux calculés par application de  $(\alpha_{10,4})_{\text{GOUPEG}} = 0,26$

### II. Vérification du facteur d'interaction calculé (en tête des micropieux)

Le facteur d'interaction en tête des micropieux, calculé par GOUPEG  $(\alpha_{T\bar{e}})_{\text{GOUPEG}}$ , est égal à 0.085. Pour déterminer le déplacement en tête d'un micropieu du groupe de trois micropieux  $[(d_{T\bar{e}})_{\text{gr}}]_{\text{Calculé}}$  à partir du déplacement mesuré en tête du micropieu isolé  $[(d_{T\bar{e}})_{\text{iso-8}}]_{\text{Mesuré}}$  (micropieu de référence), on utilise la relation :

$$[(d_{T\bar{e}})_{\text{gr}}]_{\text{Calculé}} = [1 + (\alpha_{T\bar{e}})_{\text{GOUPEG}}] \cdot [(d_{T\bar{e}})_{\text{iso-8}}]_{\text{Mesuré}} \quad (\text{IV.104})$$

Les déplacements calculés par cette formule, ainsi que ceux mesurés en tête des quatre micropieux d'essais, sont portés sur la figure IV.81.

On ne constate pas un bon accord entre les mesures et les résultats calculés.

### III. Résumé

On résume, dans le tableau IV.17, les facteurs d'interaction calculés ainsi que ceux mesurés (moyennes des trois micropieux) aux différents niveaux.

Profondeur (m)	Facteur d'interaction par GOUPEG	Facteur d'interaction mesuré
0	0.085	0,51
10,4	0.26	0.22
13.90	0.71	-0.65

Tableau IV.17 : Comparaison des facteurs d'interaction

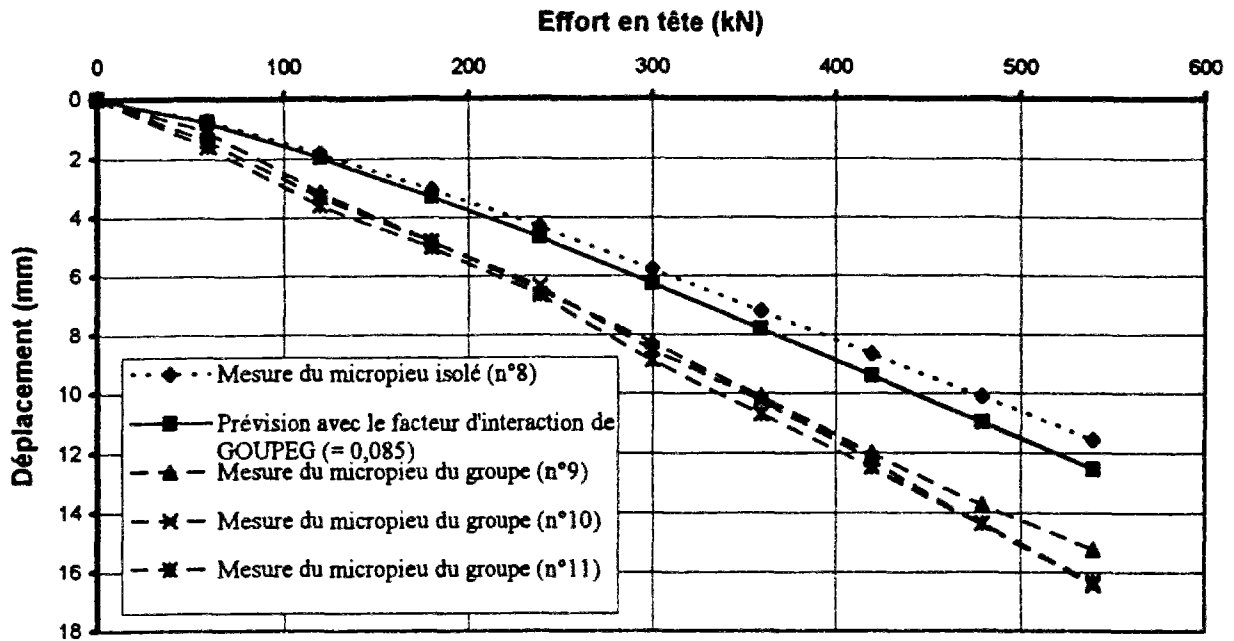


Fig. IV.81 : Comparaison des déplacements mesurés en tête des micropieux d'essais avec ceux prévus par utilisation de  $(\alpha_{T_e})_{\text{GOUPEG}} = 0,085$

Il est clair que les calculs de prévision de  $\alpha$  par GOUPEG ne sont pas adaptés. Ceci peut être dû à une ou plusieurs des raisons suivantes :

- I* - au mauvais fonctionnement des parties libres des micropieux ;
- II* - au fait que les micropieux en groupe sont différents, au moins dans leurs parties supposées "libres", du micropieu isolé ;
- III* - à la pénétration du coulis dans la craie qui serait plus importante dans le cas du micropieu isolé.

### 3.3.2. Analyse avec les frottements mesurés

On effectue des calculs du groupe de micropieux par GOUPEG en prenant en compte les frottements mesurés.

#### *I. Application des frottements mesurés sur le micropieu isolé*

Pour la première analyse et pour chaque micropieu du groupe, on utilise les frottements limites mesurés le long du micropieu isolé (voir tableau IV.15) comme données dans le programme GOUPEG, le reste étant inchangé (modules pressiométriques de la partie scellée ainsi que celui de la partie "libre"). Les déplacements en tête des micropieux du groupe sont donnés à la figure IV.82 (GOUPEG "calcul I").

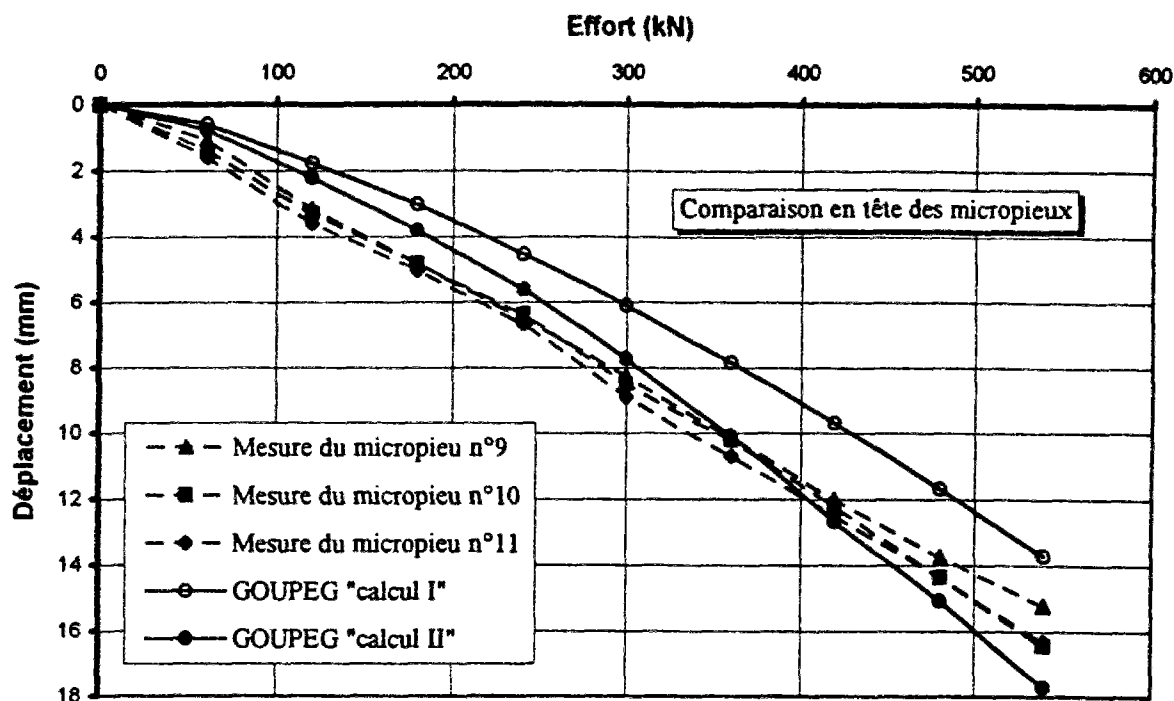


Fig. IV.82 : Comparaison des déplacements mesurés en tête des micropieux d'essais avec ceux calculés par GOUPEG

Le tableau IV.18 compare, pour quelques charges en tête des micropieux, les mesures sur les 3 micropieux ainsi que les valeurs calculées par GOUPEG.

Effort (kN)	$[(d_{T\grave{e}})_{gr-9}]_{Mesur\acute{e}}$ (mm)	$[(d_{T\grave{e}})_{gr-10}]_{Mesur\acute{e}}$ (mm)	$[(d_{T\grave{e}})_{gr-11}]_{Mesur\acute{e}}$ (mm)	$[(d_{T\grave{e}})_{gr}]_{GOUPEG}$ (mm)
180	4.81	4.83	5.02	3.01
360	10.11	10.22	10.69	7.87
540	15.23	16.43	16.32	13.71

Tableau IV.18 : Comparaison des résultats du *calcul I* par GOUPEG aux mesures de Rueil

Cette comparaison est plus favorable que celle indiquée sur la figure IV.81. Cependant, elle n'est toujours pas satisfaisante. Ceci se comprend notamment car l'on sait déjà que le frottement le long des parties supposées "libre" des micropieux du groupe est différent de celui du micropieu isolé (voir figures IV.74 à IV.76).

## II. Application des frottements mesurés moyens du groupe

A cause de la différence entre les micropieux d'essais, au niveau du fonctionnement de la partie supposée "libre", on utilise les frottements limites mesurés dans cette partie sur les micropieux en groupe. Le module pressiométrique ( $E_M$ ) de cette partie est, comme pour le



micropieu isolé, estimé égal à 10 MPa et les valeurs du frottement latéral unitaire limite prises pour le calcul sont données au tableau IV.19. Il est à noter que ces valeurs sont les valeurs moyennes des mesures des trois micropieux du groupe.

Sol	Profondeur (m)	$q_s$ (kPa) prévu	$q_s$ (kPa) mesuré
Partie "libre"	0 - 1,5	0	40
Partie "libre"	1,5 - 7,4	0	25
Partie "libre"	7,4 - 13,4	0	25
Craie	13,4 - 15,4	110	35
Craie	15,4 - 16,4	110	410
Craie	16,4 - 17,4	110	235
Craie	17,4 - 18,4	110	195
Craie	18,4 - 19,4	110	285

Tableau IV.19 : Frottement unitaire limite mesuré moyen le long des micropieux en groupe

Les résultats de ce calcul modifié sont donnés à la figure IV.82 (GOUPEG "calcul II").

Notons que GOUPEG, pour les deux calculs précédents, a convergé à la fin de la deuxième itération (voir chapitre précédent).

On compare, dans le tableau IV.20, pour certains efforts en tête, les mesures avec les résultats obtenus par GOUPEG.

Effort (kN)	$[(d_{T\grave{e}})_{gr-9}]_{Mesur\acute{e}}$ (mm)	$[(d_{T\grave{e}})_{gr-10}]_{Mesur\acute{e}}$ (mm)	$[(d_{T\grave{e}})_{gr-11}]_{Mesur\acute{e}}$ (mm)	$[(d_{T\grave{e}})_{gr}]_{GOUPEG}$ (mm)
180	4,81	4,83	5,02	3,81
360	10,11	10,22	10,69	10,08
540	15,23	16,43	16,32	17,64

Tableau IV.20 : Comparaison des résultats du calcul II par GOUPEG aux mesures de Rueil

On constate, pour ce dernier calcul (calcul II) par GOUPEG, un bon accord entre les mesures et les résultats calculés ; c'est-à-dire pour un calcul avec utilisation des frottements mesurés.

On compare, sur les figures IV.83 et IV.84, en fonction de la profondeur, les mesures de déplacement et effort avec les résultats obtenus par GOUPEG (calcul II).

GOUPEG, pour la charge en tête égale à 360 kN, simule bien les déplacements le long des micropieux, mais pour les charges 180 kN et 540 kN, il y a un certain écart entre les mesures et les résultats calculés.

En ce qui concerne la distribution des efforts en fonction de la profondeur, GOUPEG donne de meilleurs résultats, surtout pour les charges en tête 360 kN et 540 kN.

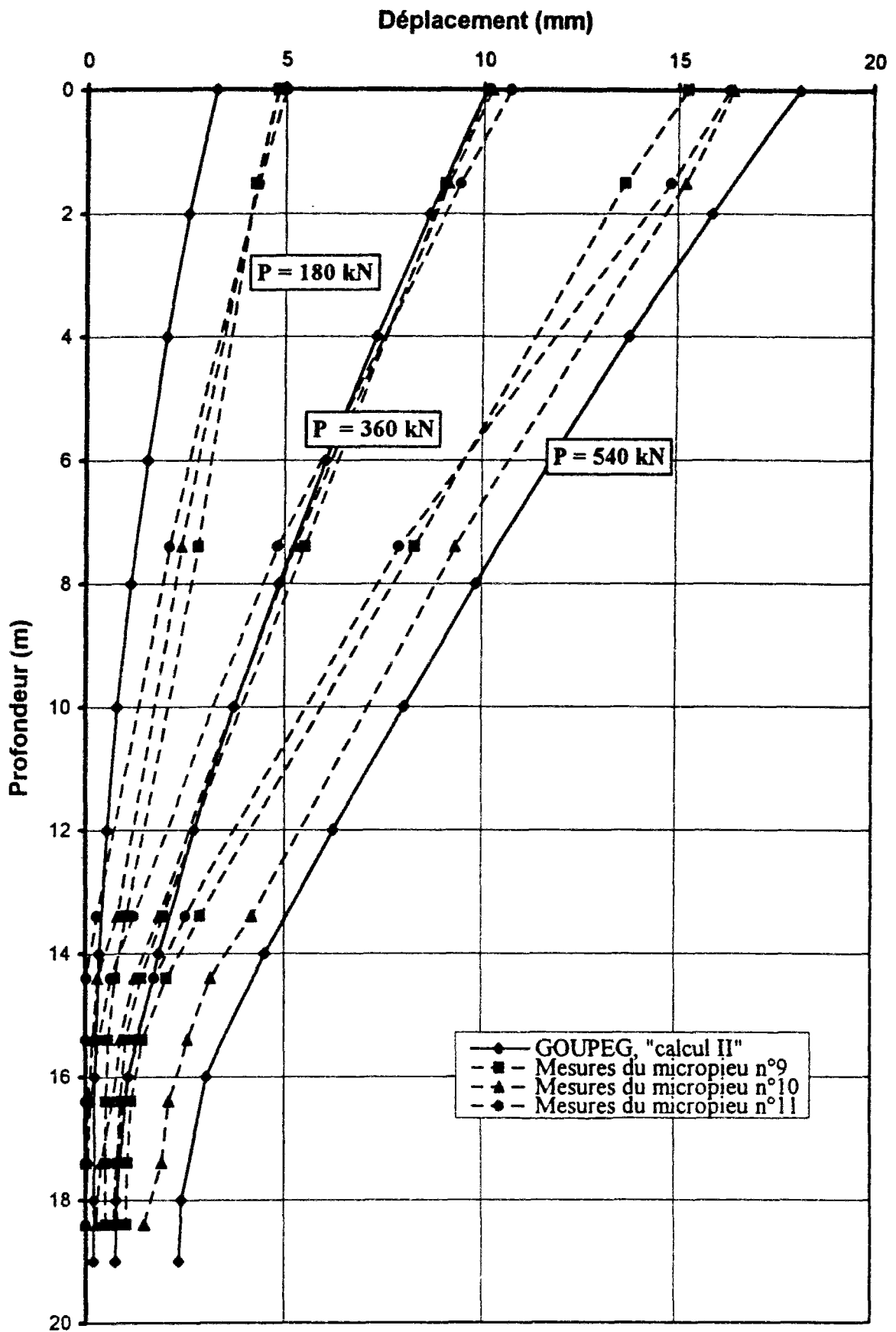


Fig. IV.83 : Comparaison des déplacements mesurés, le long des micropieux en groupe, avec les résultats calculés par GOUPEG (*calcul II*)

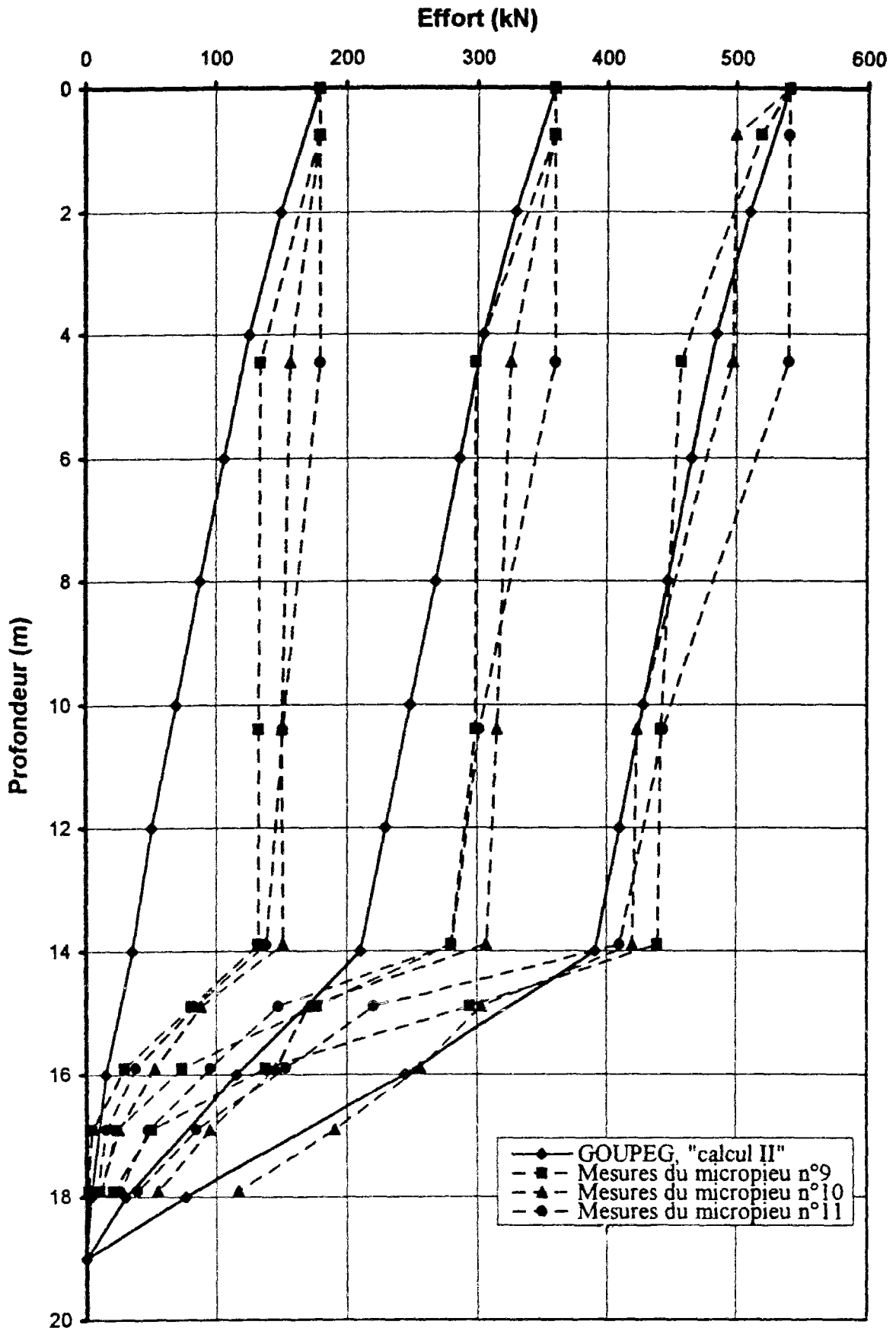


Fig. IV.84 : Comparaison des efforts mesurés, le long des micropieux en groupe, avec ceux obtenus par GOUPEG (*calcul II*)

Enfin, pour les calculs I et II par GOUPEG, on compare, sur la figure IV.85, les facteurs d'interaction calculés en fonction des efforts appliqués en tête des micropieux du groupe. Pour calculer ce facteur, on a considéré un micropieu de référence fictif ; c'est-à-dire le micropieu isolé ayant les frottements latéraux limites du tableau IV.15 (pour le calcul I) et celui ayant les frottements latéraux décrits au tableau IV.19 (pour le calcul II).

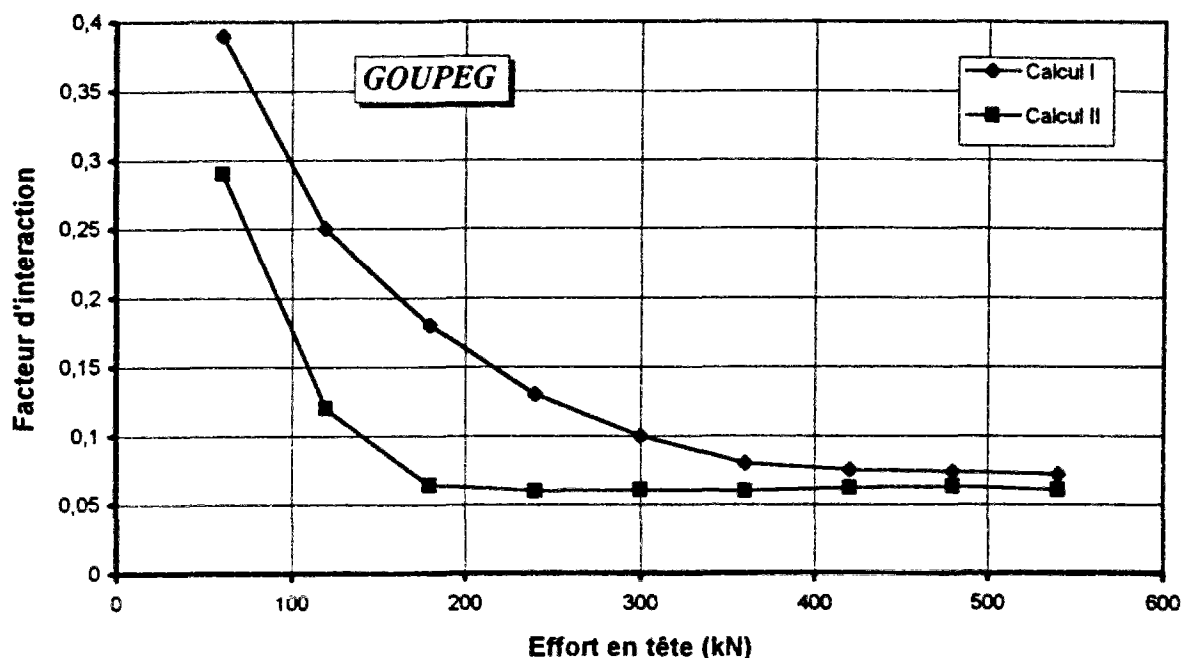


Fig. IV.85 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés

On remarque que le facteur d'interaction du *calcul I* est toujours supérieur à celui du *calcul II* ; ce qui veut dire que le sol le plus raide cause une interaction (relative) plus importante.

#### 4. Conclusion

Les points importants, issus des interprétations menées dans ce chapitre, sont les suivants :

1. Le rôle du coulis d'injection est peut-être très déterminant à cause de la pénétration dans les différents sols. Ce phénomène peut complètement changer les caractéristiques mécaniques des terrains prises pour les calculs de prévision.
2. À cause de ce phénomène, la section transversale des micropieux change par rapport à celle supposée au départ. Ceci peut causer un écart important dans la prévision du frottement latéral unitaire limite, d'autant plus que les sections ne sont pas régulières et prévisibles.
3. Pour appliquer le facteur d'interaction ( $\alpha$ ), il est nécessaire que le comportement du micropieu de référence soit identique à ceux des micropieux du groupe ; sinon l'application de ce facteur est inexacte.

4. Pour éviter une mauvaise application du facteur d'interaction, due à la différence de comportement entre le micropieu isolé (référence) et ceux des micropieux du groupe, il vaut mieux calculer entièrement le groupe avec GOUPEG et les données pressiométriques.
5. Pour analyser des groupes contenant des éléments profonds, le modèle hybride est un outil très efficace, si l'on utilise les données mécaniques ainsi que géométriques les plus proches de la réalité. C'est là que réside, bien entendu, toute la difficulté.

## **Chapitre V**

### **Etude des effets latéraux sur les groupes de micropieux**



## **Partie A**

# **Etude bibliographique des groupes de pieux sous charges latérales et des pieux inclinés**

### **1. Introduction**

Les micropieux en réseau peuvent être chargés non seulement axialement mais également latéralement, qu'ils soient inclinés sous charges verticales ou qu'ils soient directement chargés latéralement.

Dans cette partie, on étudie d'abord brièvement les différentes méthodes existantes de prise en compte de l'effet de groupe sous charges latérales.

On évoque, dans un deuxième temps, certains aspects théoriques et expérimentaux du comportement des pieux inclinés isolés ou en groupe.





## 2. Méthodes d'analyse des groupes de pieux sous charges latérales

Comme pour les groupes de pieux sous charges axiales (voir Chap. IV, Partie A), on classe les différentes méthodes de calcul des groupes de pieux sous charges latérales en quatre catégories : les méthodes du continuum élastique, celles des fonctions de transfert de charge, celles des éléments finis et enfin, les méthodes empiriques. Notons qu'une large étude bibliographique sur l'effet de groupe pour les pieux chargés horizontalement a été récemment effectuée par HADJADJI (1993).

### 2.1. Méthode du continuum élastique

Comme évoqué dans le chapitre IV, la méthode du continuum est basée sur la modélisation du sol par un massif semi-infini élastique, homogène et isotrope, caractérisé par son module d'Young et son coefficient de Poisson.

POULOS (1971b) a évalué l'interaction entre deux pieux identiques (assimilés à des bandes verticales d'épaisseur non-nulle) et identiquement chargés en tête. Pour cette évaluation, il a utilisé les solutions de MINDLIN (1936) concernant les déplacements induits par une force ponctuelle horizontale à l'intérieur d'un massif semi-infini élastique, homogène et isotrope.

Cette méthode a conduit à quantifier l'interaction entre les deux pieux identiques au moyen de "facteurs d'interaction" (comme pour des groupes chargés verticalement), définis comme étant le rapport entre le déplacement horizontal (ou rotation) supplémentaire d'un pieu du groupe, dû aux pieux voisins à son déplacement horizontal (ou rotation) dû à sa propre charge. Les facteurs d'interaction sont présentés sous la forme d'abaques (POULOS, 1971b et POULOS et DAVIS 1990). Il est à noter que l'influence de l'ensemble des pieux voisins sur un pieu donné du groupe s'obtient en superposant les différents facteurs d'interaction.

Ce concept de superposition des facteurs d'interaction pour prendre en compte l'effet de groupe a été repris par RANDOLPH (1981, 1983 et 1985) mais les facteurs d'interaction ont été calculés au moyen d'analyses par éléments finis bidimensionnels.

L'analyse tridimensionnelle d'un groupe de pieux au moyen de la méthode générale des équations intégrales (BANERJEE, 1971 et 1976 ; BANERJEE et DAVIES, 1980) utilise également les solutions de MINDLIN (1936) (les principes de cette méthode, pour les pieux sous charges verticales, sont données au Chap. IV, Partie A, § 2.5).

### 2.2. Méthodes des fonctions de transfert de charge

Le principe de la prise en compte de l'effet de groupe dans ces méthodes consiste à modifier les courbes de réaction "p-y" (les fonctions de transfert de charge) valables pour un pieu isolé. Ces modifications, comme pour les groupes de pieux sous charges axiales (voir figure IV.13, pour la modification de la courbe "t-z"), consistent à :

A. augmenter, pour une pression de réaction p donnée, le déplacement horizontal y correspondant du pieu (méthode dite du "facteur y") *ou*,

**B.** réduire la pression de réaction  $p$  du sol pour un déplacement horizontal  $y$  donné (méthode dite du "facteur  $p$ ").

### **2.2.1. Méthode de FOCHT et KOCH**

Cette méthode fait partie des "modèles hybrides" (voir Chap. IV, Partie A, § 3) qui combinent les méthodes des fonctions de transfert de charge "p-y" (pour l'analyse d'un pieu isolé), avec celle du continuum élastique (pour la prise en compte de l'effet de groupe).

La méthode de FOCHT et KOCH (1973), largement utilisée dans l'industrie offshore pour le dimensionnement de groupes constitués de pieux identiques, verticaux et disposés en cercle, utilise, d'une part, l'analyse non-linéaire "p-y" et, d'autre part, les facteurs d'interaction calculés par POULOS (1971b) pour la prise en compte de l'effet de groupe.

Il est à signaler que cette méthode est une méthode du type "facteur  $y$ ", car elle utilise les facteurs d'interaction pour corriger les déplacements  $y$ .

REESE et al. (1984) ont étudié l'influence du coefficient de rigidité relative  $R$  (rapport du déplacement d'un pieu isolé calculé par la méthode "p-y" à celui calculé par la méthode de POULOS) sur le modèle de FOCHT et KOCH.

### **2.2.2. Méthode d'O'NEILL**

Cette méthode (O'NEILL et al., 1977) fait partie des "modèles hybrides" et reprend un algorithme général de calcul de la réponse des groupes de pieux sous charges tridimensionnelles.

Les trois étapes de calcul de cette méthode ont été explicitées, pour le chargement vertical, dans le chapitre IV, Partie A, § 3.1.

### **2.2.3. Méthodes de HARIHARAN et KUMARASAMY**

La méthode proposée par HARIHARAN et KUMARASAMY (1982) est une généralisation aux groupes du modèle WINKLER où l'interaction entre le pieu et le sol est modélisée par des ressorts de raideur constante.

HARIHARAN et KUMARASAMY (1982) proposent une méthode de calcul par "facteur  $p$ " et "facteur  $y$ ", obtenus à partir de la solution élastique isotrope d'un disque translaté horizontalement de BAGUELIN et al. (1977).

### **2.2.4. Méthode de NOGAMI et PAULSON**

La méthode de NOGAMI et PAULSON (1985) utilise l'approche des matrices-transferts en ne modifiant pas les courbes de réaction valables pour un pieu isolé. Cette méthode modélise l'interaction pieu-sol-pieu par un réseau de ressorts.

### **2.2.5. Méthode de LEUNG et CHOW**

Cette méthode (LEUNG et CHOW, 1987) consiste, comme celle de CHOW (1986a et b, voir Chapitre IV, Partie A, § 3.2), à introduire les lois de réaction dans des coefficients de flexibilité et elle prend en compte directement l'interaction entre les pieux dans la matrice de flexibilité globale du sol, pour ne faire qu'une seule analyse de groupe.

### **2.2.6. Méthode d'OOI et DUNCAN**

OOI et DUNCAN (1994) ont proposé la procédure de "l'amplification de groupe". Leur méthode est basée, d'une part, sur la méthode de charge caractéristique pour un pieu isolé proposée par DUNCAN, EVANS et OOI (1994) et, d'autre part, sur le modèle de FOCHT et KOCH (1973).

Cette procédure est dérivée de nombreuses analyses de groupe de pieux et donne des facteurs amplificateurs (adimensionnels) pour le déplacement et le moment fléchissant du groupe.

## **2.3. Méthodes des éléments finis**

Notons qu'il existe de nombreuses analyses de l'effet de groupe par élément finis avec prise en compte de différentes non-linéarités (continuum élasto-plastique, interfaces, etc.) :

- soit *bidimensionnelles* (YEGIAN et WRIGHT, 1973 ; RANDOLPH, 1977, 1981 et KAY et al., 1983) ;
- soit *tridimensionnelles* (TAMURA et al., 1982 ; MUQTADIR et DESAI, 1986 ; SHIBATA et al., 1988 ; HAAHR et al., 1989 ; BROWN et SHIE, 1990).

## **2.4. Méthodes empiriques**

L'analyse d'un groupe de pieux soumis à charge latérale peut être faite à l'aide de méthodes empiriques ou d'approches simplifiées.

### **2.4.1. Méthode de DAVISSON**

La méthode empirique du "facteur de réduction" pour les groupes de pieux est basée sur les résultats d'essais de groupes de pieux dans un sable (PRAKASH, 1962). DAVISSON (1970) a conclu de ces essais que si l'entre-axes des pieux est supérieur à 8 diamètres, l'effet de groupe n'existe plus. DAVISSON (1970) a recommandé, pour un entre-axes égal à 3 diamètres, de réduire le module de réaction du sol jusqu'à 25% de sa valeur initiale. Pour des entre-axes intermédiaires, le module de réaction s'obtient par interpolation.

### **2.4.2. Méthode de BOGARD et MATLOCK**

BOGARD et MATLOCK (1983) ont utilisé une courbe "p-y" pour l'ensemble d'un groupe de pieux en considérant ce dernier comme un pieu équivalent isolé. Ce pieu équivalent, dont le

diamètre correspond à celui de la géométrie décrite par le groupe, est composé des pieux du groupe et du sol entre eux.

Il est à signaler que l'application de cette méthode est limitée au cas des groupes contenant des pieux disposés en cercle. Cette méthode a été appliquée à un groupe dans une argile molle contenant des pieux disposés en cercle, avec l'hypothèse que la résistance latérale est uniformément distribuée entre les pieux du groupe.

### **2.4.3. Méthode de DUNNAVANT et O'NEILL**

La méthode de DUNNAVANT et O'NEILL (1986), appelée la "méthode  $\beta$ ", est basée sur la réduction de la rigidité des pieux du groupe par rapport à la rigidité des pieux isolés en fonction :

- du rapport de l'entre-axes au diamètre des pieux du groupe, et
- de la position des pieux (dans le même sens ou perpendiculairement) par rapport à l'application de la charge horizontale.

Les données sont obtenues à l'aide d'essais de pieux dans une argile très molle. Un aspect important de ce modèle, est qu'il modélise l'effet de groupe par le concept "d'effet d'ombre".

## **3. Pieux inclinés**

Les pieux inclinés, dans un groupe de pieux, sont généralement destinés à reprendre des efforts inclinés ou horizontaux appliqués à ce groupe. On les utilise également dans les groupes ou réseaux de micropieux (voir Chap. I, application des micropieux).

En ce qui concerne la reprise des charges inclinées, les pieux inclinés permettent de convertir une partie des efforts en une charge axiale, ce qui permet d'améliorer la résistance des pieux.

On décrit rapidement ci-dessous les différentes méthodes d'analyse des pieux inclinés isolés ou en groupe, puis on évoque les observations expérimentales spécifiques à ce genre de pieux.

### **3.1. Méthode d'analyse des pieux inclinés**

#### **3.1.1. Comportement isolé**

POULOS et MADHAV (1971) ont analysé un pieu incliné isolé, en utilisant le modèle du continuum et en se basant sur l'hypothèse que, d'une part la force axiale, et d'autre part, la force latérale et le moment fléchissant sont découplés.

Par ailleurs, RAMIHA et CHIKANAGAPPA (1978), en utilisant le concept du continuum élastique et les solutions de MINDLIN (1936) ont étudié la distribution des contraintes autour d'un pieu incliné.

PRAJAPATI et CHAR (1977) analysent les pieux inclinés isolés par le modèle du continuum élastique en utilisant les différences finies et en prenant en compte une variation linéaire du module d'Young du sol en fonction de la profondeur. MEYERHOF et YALCINE (1993) ont étendu ce modèle au cas d'un sol hétérogène.

La méthode de fonctions de transfert de charge, pour un pieu incliné avec différentes hypothèses, a été utilisée par SATO et al. (1970), BROMS et FREDRIKSSON (1976), TAKAHASHI (1985), SAWAGUSHI (1989) et NARASIMHA RAO et al. (1994b). Dans ces travaux des pieux inclinés soumis, au tassement de sols compressibles, sont étudiés en absence de charges en tête.

Par ailleurs, en utilisant une modélisation simplifiée par éléments finis, SHAHROUR et ATA (1994) ont étudié l'effet de l'inclinaison des pieux. Ils ont trouvé que les composantes latérale et axiale du chargement sont, en pratique, découplées.

### **3.1.2. Pieux inclinés en groupe**

Les méthodes de calcul des groupes de pieux verticaux chargés axialement et/ou latéralement, comme celle du continuum élastique, celle des fonctions de transfert de charge ou celles basées sur application des éléments finis, peuvent être utilisées afin d'analyser les groupes contenant des pieux inclinés.

POULOS et DAVIS (1990), pour pouvoir analyser des groupes avec pieux inclinés, combinent la méthode du continuum élastique appliquée pour l'analyse d'un groupe de pieux chargé axialement (Chap. IV, Partie A) avec celle pour l'analyse d'un groupe sous charges latérales. L'hypothèse essentielle de cette combinaison est toujours le découplage entre les forces axiales et latérales.

CHOW (1987) a étudié des groupes de pieux ayant une configuration tridimensionnelle et contenant des pieux inclinés, en utilisant un modèle de type "hybride" (voir Chap. IV, Partie A). Il a comparé les résultats obtenus par ce modèle à ceux obtenus par l'utilisation des logiciels PIGLET, DEFPIG et PGROUPE (Chap. IV, Partie B).

ZAMAN et al. (1993) ont étudié les effets de l'épaisseur de la semelle de liaison et de l'inclinaison dans un groupe de pieux, en utilisant une modélisation tridimensionnelle non-linéaire par éléments finis. Ils concluent que ces effets peuvent influencer significativement la distribution des forces et moments dans les pieux du groupe. Pour ce qui est de l'influence de l'inclinaison du pieu, ils ont montré que les moments d'encastrement en tête diminuent pour les pieux ayant une inclinaison dans la direction de l'application de la charge latérale et augmentent pour ceux inclinés en sens inverse.

### **3.2. Résultats expérimentaux**

FEAGIN (1953) a testé des groupes avec différentes configurations contenant des pieux inclinés et verticaux. Il a conclu que des groupes contenant des pieux verticaux combinés avec des pieux inclinés ont une meilleure résistance sous charge latérale que des groupes contenant uniquement des pieux verticaux. Cette amélioration ne dépend pas de la charge verticale éventuelle.

MURTY (1964) a effectué des essais sur modèles placés dans une cuve de sable sec et ses résultats confirment ceux de FEAGIN.

PRAKASH et SUBRAMANYAM (1965) ont testé des pieux inclinés fichés dans un sable et chargés latéralement. Ces chercheurs concluent que, dans le cas des pieux inclinés dans la direction inverse de l'application de charge, la résistance latérale augmente 1,22  $\theta$  pour-cent et, dans le cas inverse, diminue de 1,4  $\theta$  pour-cent par rapport à la résistance d'un pieu vertical ( $\theta$  est l'angle d'inclinaison). AWAD et PETRASOVITS (1969) ont également effectué des essais de pieux inclinés et, pour les taux d'augmentation et de diminution précédents, ont trouvé respectivement 60 pour-cent, pour  $\theta = 37,5^\circ$  et 20 à 25 pour-cent, pour  $\theta = 22,5^\circ$ .

Les expérimentations de MEYEYHOF et RANJAN (1972) et RANJAN et al. (1980) dans le sable, confirment l'augmentation de la résistance latérale des pieux inclinés dans la direction inverse de l'application de charge latérale.

NARASIMHA et VEERESH (1994a) ont étudié expérimentalement l'influence de l'inclinaison des pieux inclinés fichés dans une argile. L'augmentation précédente a été confirmée. Les résultats des essais sont présentés sous forme d'abaques adimensionnels.

En ce qui concerne la résistance axiale des pieux inclinés, CHATTOPADHYAY et PISE (1986) ont testé des pieux circulaires dans un sable dense, ayant différents élancements ( $L/d = 11,44$  à  $39,18$ ) et des inclinaisons variées (de  $2^\circ$  à  $45^\circ$ ). Ils concluent que pour des pieux inclinés de même longueur, le maximum de la résistance axiale est atteinte lorsque l'inclinaison est comprise entre  $15^\circ$  et  $22,5^\circ$ . HANNA et AFRAM (1986) ont étudié la capacité à l'arrachement des pieux isolés rigides, verticaux et inclinés, situés dans du sable et soumis à des charges axiales. Ils ont remarqué que la capacité décroît légèrement quand l'angle d'inclinaison varie de  $0^\circ$  à  $30^\circ$ .

SASTRY et al. (1986) ont étudié les pressions latérales de sol, la capacité portante et les déplacements de modèles instrumentés de pieux rigides simples verticaux, dans un système multicouche comportant une argile molle reposant sur un sable meuble ; les pieux ont été soumis à des charges excentriques verticales et centrées inclinées. Ils ont calculé les déplacements du pieu à l'aide de la théorie de l'élasticité linéaire et ont trouvé une concordance raisonnable entre les valeurs prévues et mesurées.

EVGIN et al. (1993) ont mené une étude sur un groupe de pieux contenant des pieux inclinés soumis à des charges inclinées. Les déplacements horizontaux relatifs à la composante horizontale de la charge sont plus importants pour les pieux verticaux que pour les pieux inclinés. Cette constatation conforte l'hypothèse suggérant d'incliner les pieux pour améliorer la stabilité latérale.

## **Partie B**

# **Analyse numérique des groupes de micropieux chargés axialement et latéralement. Etude d'un chevalet**

### **1. Introduction**

Dans cette partie, on développe une méthode générale de calcul des effets de groupe axiaux et latéraux. Cette méthode qui utilise un modèle de type "hybride", est introduite dans le programme GOUPEG (voir Chap. IV, Partie B).

Pour simplifier la présentation de ce problème général, on étudie l'élément de base d'un réseau, à savoir un chevalet (deux pieux inclinés) soumis à une charge verticale.

On compare les résultats calculés par le programme GOUPEG à ceux obtenus par l'application de la méthode de POULOS.

Finalement, on teste numériquement le logiciel GOUPEG, par la comparaison de ses résultats avec ceux calculés par le logiciel CESAR-LCPC.





## 2. Principe de programmation dans GOUPEG

On décrit le principe de la partie de programmation complémentaire dans le programme GOUPEG permettant la prise en compte des effets de groupe axiaux et latéraux.

Cette programmation a consisté, comme dans le cas des groupes de pieux verticaux soumis à des charges verticales, à modéliser ces effets de groupe par l'introduction des équations de MINDLIN, GOUPEG utilisant toujours un modèle de type "hybride".

En ce qui concerne la reprise des charges verticales, il est à noter que la différence essentielle entre l'analyse d'un chevalet et l'analyse des groupes de pieux verticaux est que, pour le chevalet, il y a nécessité de modéliser la réaction latérale le long des micropieux à cause de l'effet de l'inclinaison. Cela nécessite, comme dans le cas de la reprise des charges horizontales, la définition de courbes de réaction latérale "p-y" ainsi que de leurs corrections par méthode de type "facteur y".

## 3. Facteurs multiplicatifs des courbes de mobilisation d'effort

A l'itération 0 de GOUPEG (voir tableau IV.8) la distribution initiale du frottement latéral ainsi que celle de la réaction latérale sous charge verticale est calculée. A cette étape, on obtient un déplacement axial  $(d_{Afi})_0$  et un déplacement latéral  $(d_{Lfi})_0$  pour le tronçon i du pieu I.

Il est à noter que, par la suite, on développe la formulation générale pour un groupe plan contenant "n" pieux inclinés. Pour un chevalet,  $n = 2$ , et les deux pieux I et J peuvent être compris comme deux pieux courants d'un groupe plus large.

Les facteurs multiplicatifs des courbes de mobilisation de frottement et ceux des courbes de la réaction latérale, pour chaque tronçon de pieu, sont déterminés au moyen des équations de MINDLIN.

Ces facteurs multiplicatifs pour le tronçon i du pieu I sont notés  $(\omega_{Afi})_1$  pour la courbe de mobilisation de frottement et  $(\omega_{Lfi})_1$  pour la courbe de la réaction latérale (l'indice 1 représente l'itération numéro 1 du programme GOUPEG, voir tableau IV.8). En se référant à la figure V.1, ces facteurs s'expriment de la manière suivante :

$$(\omega_{Afi})_1 = \frac{(d_{Afi})_0 + (\delta_{Afi})_1}{(d_{Afi})_0} \quad (V.1)$$

$$(\omega_{Lfi})_1 = \frac{(d_{Lfi})_0 + (\delta_{Lfi})_1}{(d_{Lfi})_0} \quad (V.2)$$

où  $(\delta_{Afi})_0$  et  $(\delta_{Lfi})_0$  sont respectivement le déplacement supplémentaire axial et celui latéral causés par l'interaction (entre ce tronçon et les tronçons de l'autre pieu du chevalet).

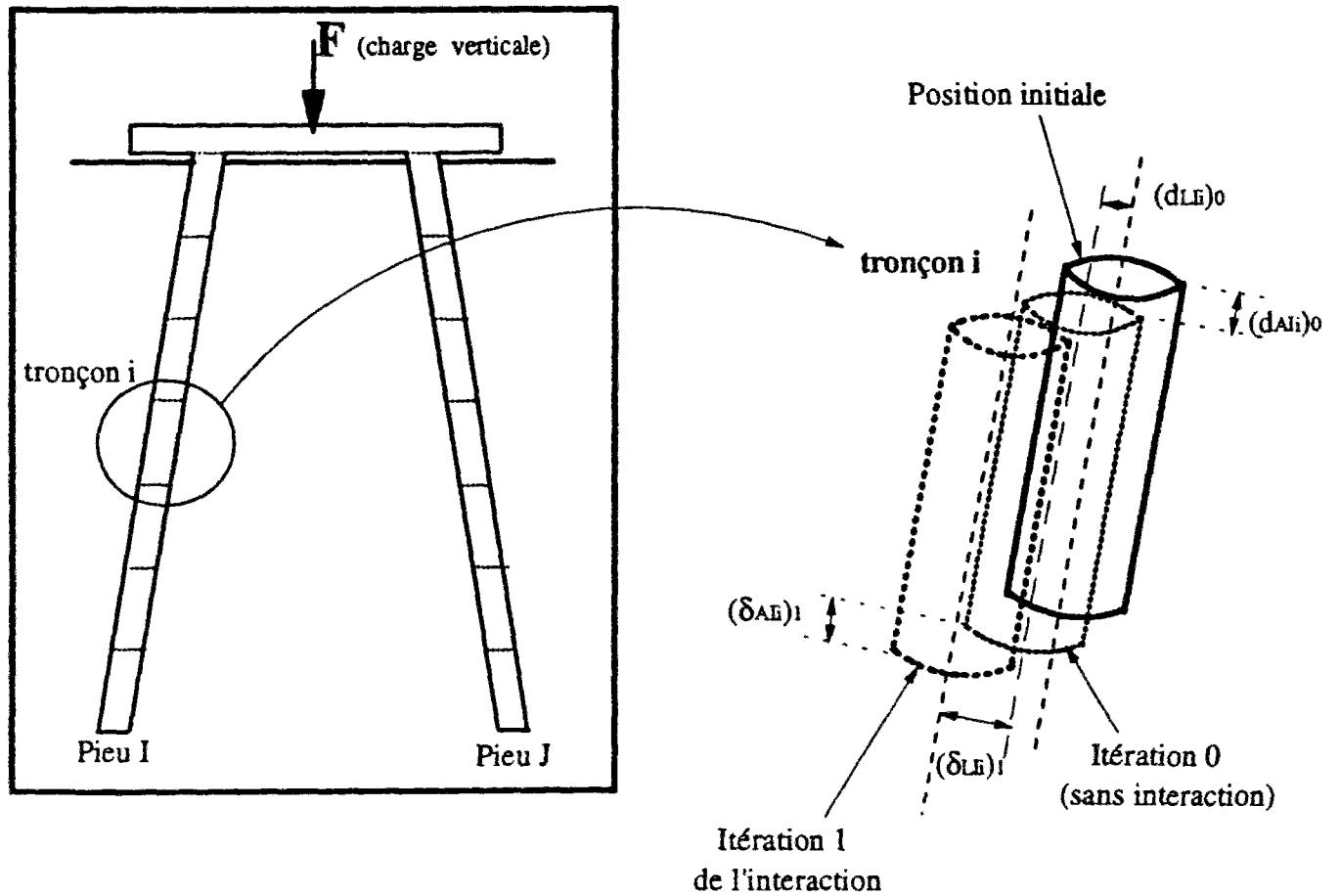


Fig. V.1 : Déplacement d'un tronçon de pieux dans le chevalet

En considérant deux pieux I et J dans le groupe (comme dans le cas de groupes contenant des pieux verticaux) selon la figure V.2, les déplacements supplémentaires, à toute itération, s'écrivent (dans le repère "U-W") :

$$\delta_{AE} = \sum_{\substack{J=1 \\ J \neq I}}^n \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq I}}^k (d\delta_A)_{I,J} \quad (V.3)$$

$$\delta_{LE} = \sum_{\substack{J=1 \\ J \neq I}}^n \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq I}}^k (d\delta_L)_{I,J} \quad (V.4)$$

où :

- n : le nombre du pieux dans le groupe (= 2, dans le cas d'un chevalet) ;
- k : le nombre du tronçons d'un pieu du groupe ;

- $(d\delta_A)_{i,j}$  = le déplacement axial supplémentaire du tronçon  $i$  du pieu I causé par les forces au tronçon  $j$  du pieu J ;  
 $(d\delta_L)_{i,j}$  = le déplacement latéral supplémentaire du tronçon  $i$  du pieu I causé par les forces au tronçon  $j$  du pieu J.

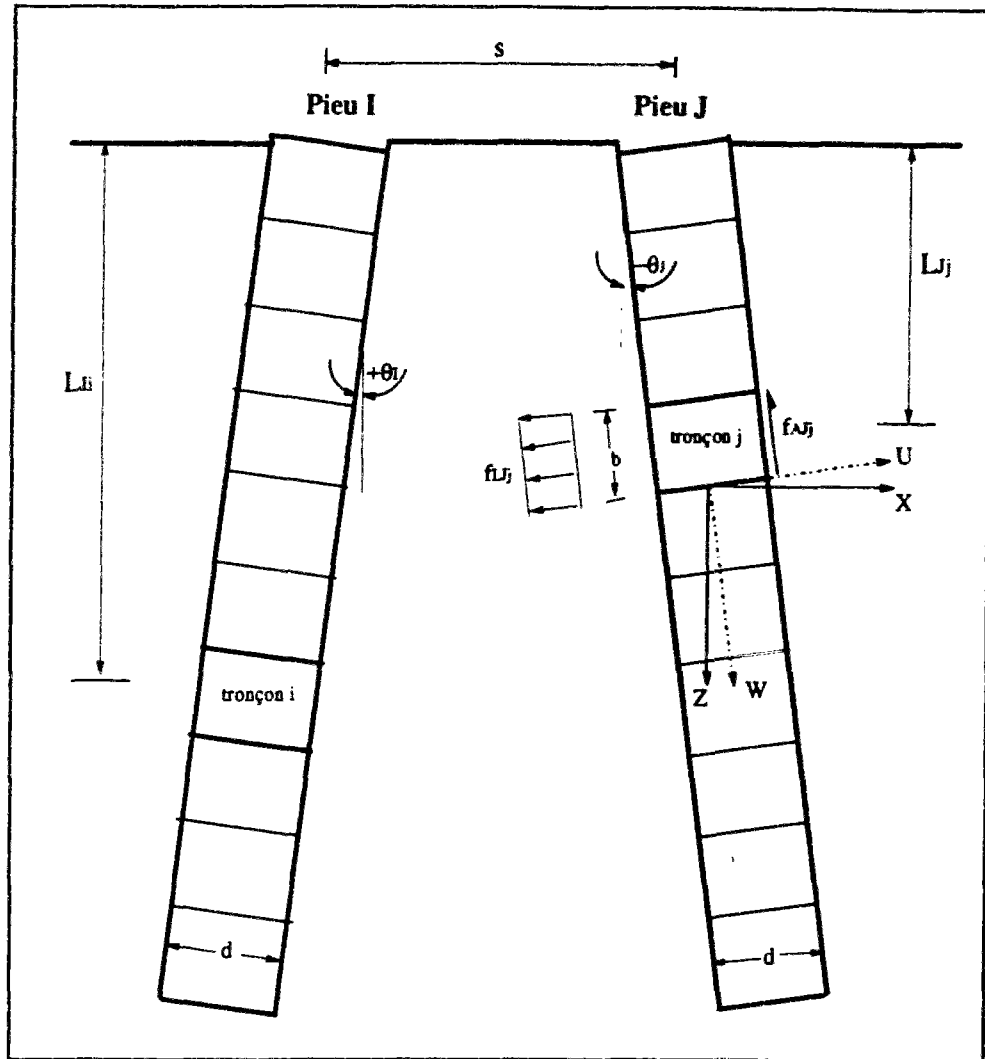


Fig. V.2 : Discrétisation et géométrie des pieux du chevalet

Le facteur multiplicatif de la courbe de mobilisation de frottement et celui de la courbe de la réaction latérale du tronçon  $i$  du pieu I à l'itération 1 sont :

$$(\omega_{Af})_1 = 1 + \frac{(\delta_{Af})_1}{(d_{Af})_0} = 1 + \frac{1}{(d_{Af})_0} \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_A)_{i,j,1} \quad (V.5)$$

$$(\omega_{Lf})_1 = 1 + \frac{(\delta_{Lf})_1}{(d_{Lf})_0} = 1 + \frac{1}{(d_{Lf})_0} \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_L)_{i,j,1} \quad (V.6)$$

Il est à noter que  $(d\delta_A)_{L,J,1}$  et  $(d\delta_L)_{L,J,1}$  sont calculés dans le repère lié au pieu "U-W".

Par ailleurs, comme dans l'analyse de l'interaction axiale entre les pieux verticaux d'un groupe déjà introduite dans le programme GOUPEG, le frottement latéral ainsi que la réaction latérale d'un tronçon donné  $j$  sont assimilés à des forces ponctuelles. La force de frottement est affectée au centre de la section inférieure et la force latérale au centre de la section supérieure de ce tronçon. Il est à signaler que ces deux forces sont, bien entendu, perpendiculaires.

Selon la modélisation précédente, le frottement latéral total  $F_{AJ}$  et la réaction latérale totale  $F_{LJ}$  distribués sur la surface latérale du tronçon  $j$  du pieu  $J$  (Fig. V.2) s'écrivent (à toute itération) :

$$F_{AJ} = \pi \cdot d \cdot b \cdot f_{AJ} \quad (V.7)$$

$$F_{LJ} = b \cdot d \cdot f_{LJ} \quad (V.8)$$

où  $f_{AJ}$  et  $f_{LJ}$  sont respectivement le frottement latéral unitaire et la réaction latérale unitaire du tronçon  $j$  du pieu  $J$ .

Afin d'utiliser les solutions de MINDLIN (1936) pour déterminer les déplacements supplémentaires causés par l'interaction entre les pieux du chevalet, on projette ces deux dernières forces résultantes (exprimées dans le repère "U-W") dans le repère "X-Z", ce qui donne une force perpendiculaire à la surface du sol  $F_{Zj}$  et une force parallèle à cette surface  $F_{Xj}$ . Pour cette transformation on utilise la matrice de transformation  $[T]_j$ , dépendant de l'inclinaison du pieu  $J$ , qui relie le vecteur d'effort du tronçon  $j$  du pieu  $J$  dans le repère "U-W"  $\{F_j\}_{U-W}$  au même vecteur de ce tronçon, mais dans le repère "X-Z"  $\{F_j\}_{X-Z}$ .

$$\{F_j\}_{X-Z} = [T]_j \cdot \{F_j\}_{U-W} \quad (V.9)$$

$$\begin{Bmatrix} F_{Xj} \\ F_{Zj} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta_j & -\sin \theta_j \\ \sin \theta_j & \cos \theta_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_{Lj} \\ F_{Aj} \end{Bmatrix}$$

où  $\theta_j$  est l'angle d'inclinaison du pieu  $J$ . Avec cette transformation les solutions de MINDLIN peuvent être appliquées afin d'évaluer les relations entre  $(d\delta_Z)_{L,J}$ ,  $(d\delta_X)_{L,J}$ ,  $F_{Zj}$  et  $F_{Xj}$ .

$$(d\delta_Z)_{L,J} = \frac{1}{G} (I_{ij}^1 \cdot F_{Zj} + I_{ij}^2 \cdot F_{Xj}) \quad (V.10)$$

$$(d\delta_X)_{L,J} = \frac{1}{G} (I_{ij}^3 \cdot F_{Zj} + I_{ij}^4 \cdot F_{Xj}) \quad (V.11)$$

où :

$(d\delta_Z)_{\bar{i},j}$  : la portion du déplacement supplémentaire du tronçon i du pieu I, de direction Z, causée par les forces du tronçon j du pieu J ;

$(d\delta_X)_{\bar{i},j}$  : la portion du déplacement supplémentaire du tronçon i du pieu I, de direction X, causée par les forces du tronçon j du pieu J ;

G : le module de cisaillement du sol ;

$I_{ij}^1, I_{ij}^2, I_{ij}^3$  et  $I_{ij}^4$  : les facteurs d'influence entre le tronçon i du pieu I et le tronçon j du pieu J.

$$I_{ij}^1 = \frac{1}{16 \pi (1-\nu)} \left[ \frac{3-4\nu}{r_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{r_2} + \frac{(L_{\bar{i}} - L_{j_j})^2}{r_1^3} + \frac{(3-4\nu)(L_{\bar{i}} + L_{j_j})^2 - 2L_{\bar{i}}L_{j_j}}{r_2^3} + \frac{6L_{\bar{i}}L_{j_j}(L_{\bar{i}} + L_{j_j})^2}{r_2^5} \right] \quad (V.12)$$

$$I_{ij}^2 = \frac{L_{ij}}{16 \pi (1-\nu)} \left[ \frac{L_{\bar{i}} - L_{j_j}}{r_1^3} + \frac{(3-4\nu)(L_{\bar{i}} - L_{j_j})}{r_2^3} - \frac{6L_{\bar{i}}L_{j_j}(L_{\bar{i}} + L_{j_j})}{r_2^5} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{r_2(r_2 + L_{\bar{i}} + L_{j_j})} \right] \quad (V.13)$$

$$I_{ij}^3 = \frac{L_{ij}}{16 \pi (1-\nu)} \left[ \frac{L_{\bar{i}} - L_{j_j}}{r_1^2} + \frac{(3-4\nu)(L_{\bar{i}} - L_{j_j})}{r_2^2} + \frac{6L_{\bar{i}}L_{j_j}(L_{\bar{i}} + L_{j_j})}{r_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{r_2(r_2 + L_{\bar{i}} + L_{j_j})} \right] \quad (V.14)$$

$$I_{ij}^4 = \frac{1}{16 \pi (1-\nu)} \left[ \frac{3-4\nu}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{L_{ij}^2}{r_1^3} + \frac{(3-4\nu)L_{ij}^2}{r_2^3} + \frac{2L_{\bar{i}}L_{j_j}}{r_2^3} \left( 1 - \frac{3L_{ij}^2}{r_2^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{r_2 + L_{\bar{i}} + L_{j_j}} \left( 1 - \frac{L_{ij}^2}{r_2(r_2 + L_{\bar{i}} + L_{j_j})} \right) \right] \quad (V.15)$$

avec :  $L_{ij} = S + L_{\bar{i}} \sin \theta_i + L_{j_j} \sin \theta_j$  ;

$r_1^2 = (L_{\bar{i}} - L_{j_j})^2 + L_{ij}^2$  ;

$r_2^2 = (L_{\bar{i}} + L_{j_j})^2 + L_{ij}^2$  ;

où  $L_{\bar{i}}, L_{j_j}, \theta_i$  et  $\theta_j$  sont définis sur la figure V.2.

Les facteurs d'influence  $I_{ij}^1, I_{ij}^2, I_{ij}^3$  et  $I_{ij}^4$  restent toujours invariables pendant les itérations du programme GOUPEG. Il est à signaler que ces facteurs ne dépendent que de la géométrie du chevalet.

**Remarque :** Les équations (V.10) et (V.11) montrent le *couplage* entre les efforts verticaux et horizontaux ( $F_{Zj}$  et  $F_{Xj}$ ) pour le calcul d'interaction entre les pieux inclinés. Il en est de même, évidemment, pour les efforts axiaux et latéraux ( $F_{Aj}$  et  $F_{Lj}$ ).

Il faut transformer ces portions des déplacements supplémentaires du tronçon  $i$  du pieu  $I$ , maintenant en sens inverse, du repère "X-Z" vers le repère "U-W", afin d'obtenir les déplacements supplémentaires axial et latéral de ce tronçon. Pour cette transformation on utilise la matrice de transformation  $[T]_I$ , dépendant de l'inclinaison du pieu  $I$ , qui relie le vecteur de la portion du déplacement supplémentaire du tronçon  $i$  du pieu  $I$  dans le repère "X-Z"  $\{\Delta_{\bar{I}}\}_{X-Z}$  au même vecteur de ce tronçon, mais dans le repère "U-W"  $\{\Delta_{\bar{I}}\}_{U-W}$ .

$$\{\Delta_{\bar{I}}\}_{U-W} = [T]_I^{-1} \cdot \{\Delta_{\bar{I}}\}_{X-Z} \quad (V.16)$$

$$\begin{Bmatrix} (d\delta_L)_{\bar{I},J} \\ (d\delta_A)_{\bar{I},J} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta_I & \sin \theta_I \\ -\sin \theta_I & \cos \theta_I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} (d\delta_X)_{\bar{I},J} \\ (d\delta_Z)_{\bar{I},J} \end{Bmatrix}$$

avec :

$$[T]_I = \begin{bmatrix} \cos \theta_I & -\sin \theta_I \\ \sin \theta_I & \cos \theta_I \end{bmatrix} \quad (V.17)$$

Par la suite, les déplacements supplémentaires axial et latéral du tronçon  $i$  du pieu  $I$  à l'itération 1 s'écrivent donc :

$$\begin{aligned} (\delta_{A\bar{I}})_1 &= \sum_{\substack{J \\ J \neq I}} \sum_j (d\delta_A)_{\bar{I},J,j} = -\sin \theta_i \sum_{\substack{J \\ J \neq I}} \sum_j (d\delta_X)_{\bar{I},J,j} \\ &\quad + \cos \theta_i \sum_{\substack{J \\ J \neq I}} \sum_j (d\delta_Z)_{\bar{I},J,j} \end{aligned} \quad (V.18)$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{G} \sum_{\substack{J=1 \\ J \neq I}}^n \sum_{j=1}^k \left\{ -\sin \theta_i \left[ (F_{Zj})_0 \cdot I_{ij}^1 + (F_{Xj})_0 \cdot I_{ij}^2 \right] \right. \\ &\quad \left. + \cos \theta_i \left[ (F_{Zj})_0 \cdot I_{ij}^3 + (F_{Xj})_0 \cdot I_{ij}^4 \right] \right\} \end{aligned}$$

et de la même manière :

$$\begin{aligned}
 (\delta_{LE})_1 &= \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_L)_{E,J,j,1} = \cos \theta_i \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_X)_{E,J,j,1} \\
 &\quad + \sin \theta_i \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_Z)_{E,J,j,1}
 \end{aligned} \tag{V.19}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{G} \sum_{J \neq I}^n \sum_{j=1}^k \left\{ \cos \theta_i \left[ (F_{Zj})_0 \cdot I_{ij}^1 + (F_{Xj})_0 \cdot I_{ij}^2 \right] \right. \\
 &\quad \left. + \sin \theta_i \left[ (F_{Zj})_0 \cdot I_{ij}^3 + (F_{Xj})_0 \cdot I_{ij}^4 \right] \right\}
 \end{aligned}$$

où :

$(d\delta_A)_{E,J,j,1}$ : la portion du déplacement supplémentaire axial (repère "U - W") $(d\delta_L)_{E,J,j,1}$ : la portion du déplacement supplémentaire latéral (repère "U - W") $(d\delta_X)_{E,J,j,1}$ : la portion du déplacement supplémentaire horizontal (repère "X - Z") $(d\delta_Z)_{E,J,j,1}$ : la portion du déplacement supplémentaire vertical (repère "X - Z")	}	du tronçon i du Pieu I , causées par les forces ponctuelles au tronçon j du pieu J à l'itération numéro "1"
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

$(F_{Xj})_0$ : la force ponctuelle horizontale (repère "X - Z") $(F_{Zj})_0$ : la force ponctuelle verticale (repère "X - Z")	}	aux centres des surfaces inférieure et supérieure du tronçon j du pieu J à l'itération "0" (sans interaction)
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Par la suite, afin de récapituler les formules précédentes, on utilise symboliquement les équations suivantes pour les déplacements axial et latéral supplémentaires du tronçon i du pieu I, à l'itération 1 :

$$(\delta_{AE})_1 = \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_A)_{E,J,j,1} = \frac{1}{G} \sum_{J \neq I}^n \sum_{j=1}^k \left[ (F_{Jj})_0^A \otimes I_{ij}^A \right] \tag{V.20}$$

$$(\delta_{LE})_1 = \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_L)_{E,J,j,1} = \frac{1}{G} \sum_{J \neq I}^n \sum_{j=1}^k \left[ (F_{Jj})_0^L \otimes I_{ij}^L \right] \tag{V.21}$$



Les deux fonctions  $\left[ (F_{Jj})_0^A \otimes I_{ij}^A \right]$  et  $\left[ (F_{Jj})_0^L \otimes I_{ij}^L \right]$  sont deux fonctions symboliques, représentant quatre termes respectivement des relations (V.18) et (V.19), afin de leur donner une forme comparable à l'équation IV.77.

Enfin, les équations (V.20) et (V.21) permettent de calculer les facteurs multiplicatifs  $(\omega_{A\bar{L}})_1$  et  $(\omega_{L\bar{L}})_1$  ainsi que ceux aux itérations suivantes. Ces facteurs multiplicatifs s'expriment, à l'itération n, de la manière suivante :

$$\begin{aligned} (\omega_{A\bar{L}})_n &= 1 + \frac{(\delta_{A\bar{L}})_n}{(d_{A\bar{L}})_0} = 1 + \frac{1}{(d_{A\bar{L}})_0} \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_A)_{\bar{L},Jj,n} \\ &= 1 + \frac{1}{(d_{A\bar{L}})_0 \cdot G} \sum_{\substack{J=1 \\ J \neq I}}^n \sum_{j=1}^k \left[ (F_{Jj})_0^A \otimes I_{ij}^A \right] \end{aligned} \quad (V.22)$$

$$\begin{aligned} (\omega_{L\bar{L}})_n &= 1 + \frac{(\delta_{L\bar{L}})_n}{(d_{L\bar{L}})_0} = 1 + \frac{1}{(d_{L\bar{L}})_0} \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_L)_{\bar{L},Jj,n} \\ &= 1 + \frac{1}{(d_{L\bar{L}})_0 \cdot G} \sum_{\substack{J=1 \\ J \neq I}}^n \sum_{j=1}^k \left[ (F_{Jj})_0^L \otimes I_{ij}^L \right] \end{aligned} \quad (V.23)$$

**Remarque :** Comme pour les charges verticales sur le groupe de pieux verticaux (voir Chap. IV, Partie B, § 4.1), on utilise la même procédure pour les efforts en pointe. C'est-à-dire qu'à la force de frottement latéral et celle de la réaction latérale du dernier tronçon, on ajoute les forces correspondant à l'effort de pointe.

#### 4. Modification des courbes de mobilisation d'effort

Après avoir calculé les facteurs multiplicatifs, on modifie les courbes de mobilisation de frottement et celles de la réaction latérale.

Les facteurs multiplicatifs, pour les courbes de frottement "t-z", sont de type "facteur z" et, pour les courbes de la réaction latérale "p-y", de type "facteur y".

Pour le tronçon i du pieu I du groupe, la linéarisation de la courbe de frottement et celle de la courbe de la réaction latérale (Eq. IV.62) s'écrivent :

$$f_{0,Ai}(h-w) = (a_m)_{0,Ai} + (b_m)_{0,Ai} \cdot (h-w) \quad (V.24)$$

$$f_{0,Li}(f-u) = (a_m)_{0,Li} + (b_m)_{0,Li} \cdot (f-u) \quad (V.25)$$

où l'indice "0,Ai" représente la courbe de mobilisation d'effort axial (courbe "t-z") à l'itération 0 pour le tronçon i du pieu I et l'indice "0,Li" celle d'effort latéral (courbe "p-y") de ce tronçon à cette itération. Dans ces équations, les autres paramètres sont :

- w : le déplacement axial de tronçon de pieu ;
- h : le déplacement axial libre du sol ;
- u : le déplacement latéral de tronçon de pieu ;
- f : le déplacement latéral libre du sol.

L'indice "m" indique le palier pour lequel le calcul est effectué (voir, par exemple, figure IV.31 pour la courbe "t-z").

La méthode utilisée consiste en une dilatation des abscisses des courbes de mobilisation d'effort par les facteurs multiplicatifs (de types "facteur z" et "facteur -y") : on multiplie alors ces abscisses par  $(\omega_{Ai})_1$  et  $(\omega_{Li})_1$  afin d'obtenir les courbes de mobilisation d'effort de l'itération 1 :

$$\begin{aligned} f_{1,Ai}(h-w) &= (a_m)_{1,Ai} + (b_m)_{1,Ai} \cdot (h-w) = (a_m)_{0,Ai} + \frac{(b_m)_{0,Ai}}{(\omega_{Ai})_1} (h-w) \\ &= (a_m)_{0,Ai} + \frac{(b_m)_{0,Ai}}{1 + \sum_{J \neq I} \sum_k (d\delta_A)_{i,J,l} / (d_{Ai})_0} (h-w) \end{aligned} \quad (V.26)$$

$$\begin{aligned} f_{1,Li}(f-u) &= (a_m)_{1,Li} + (b_m)_{1,Li} \cdot (f-u) = (a_m)_{0,Li} + \frac{(b_m)_{0,Li}}{(\omega_{Li})_1} (f-u) \\ &= (a_m)_{0,Li} + \frac{(b_m)_{0,Li}}{1 + \sum_{J \neq I} \sum_k (d\delta_L)_{i,J,l} / (d_{Li})_0} (f-u) \end{aligned} \quad (V.27)$$

Dans les équations précédentes les premiers termes, c'est-à-dire  $(a_m)_{0,Ai}$ ,  $(a_m)_{0,Li}$ , sont constants. Ce sont uniquement les pentes des courbes qui varient au fur et à mesure des itérations (Chap., Partie B).

Pour l'itération n, l'expression de ces courbes s'écrivent :

$$\begin{aligned}
 f_{n,Ai}(h-w) &= (a_m)_{n,Ai} + (b_m)_{n,Ai} \cdot (h-w) = (a_m)_{0,Ai} + \frac{(b_m)_{0,Ai}}{(\omega_{A\bar{L}})_n} (h-w) \\
 &= (a_m)_{0,Ai} + \frac{(b_m)_{0,Ai}}{1 + \sum_{\substack{J \\ J \neq I}} \sum_k (d\delta_A)_{\bar{L},J,n} / (d_{A\bar{L}})_0} (h-w)
 \end{aligned} \tag{V.28}$$

$$\begin{aligned}
 f_{n,Li}(f-u) &= (a_m)_{n,Li} + (b_m)_{n,Li} \cdot (f-u) = (a_m)_{0,Li} + \frac{(b_m)_{0,Li}}{(\omega_{L\bar{L}})_n} (f-u) \\
 &= (a_m)_{0,Li} + \frac{(b_m)_{0,Li}}{1 + \sum_{\substack{J \\ J \neq I}} \sum_k (d\delta_L)_{\bar{L},J,n} / (d_{L\bar{L}})_0} (f-u)
 \end{aligned} \tag{V.29}$$

**Remarque :** La procédure de modification en pointe est la même que pour les efforts axiaux seuls (Chap. IV, Partie B, § 4.2), si ce n'est que les facteurs multiplicatifs  $(\omega_{A\bar{L}k})_n$  et  $(\omega_{L\bar{L}k})_n$  doivent être appliqués aux deux courbes de mobilisation (frottement + effort en pointe, d'une part, et réaction latérale, d'autre part) du tronçon k du pieu I.

## 5. Modification des matrices-transferts

Il est à noter que la modification des courbes de mobilisation d'effort à chaque itération fait varier les matrices-transferts. Par la suite, on étudie cette variation sous deux types de chargement : charge axiale et charge latérale.

### 5.1. Charge axiale

En se référant au chapitre IV, l'équation différentielle (Eq. IV.86) pour le tronçon i à l'itération 0 devient :

$$E_p A_p \frac{d^2 w}{dz^2} + P \left[ (a_m)_{0,Ai} + (b_m)_{0,Ai} (h-w) \right] = 0 \tag{V.30}$$

La matrice-transfert  $T_{0,Ai}$  donnée par l'équation (IV.98) devient :

$$T_{0,Ai} = \begin{bmatrix} \text{ch}(\lambda_{0A}) & \text{sh}(\lambda_{0A}b)/\lambda_{0A}E_P A_P & w_{\text{par},0}(b) \\ \lambda_{0A}E_P A_P \text{sh}(\lambda_{0A}b) & \text{ch}(\lambda_{0A}) & E_P A_P w'_{\text{par},0}(b) \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{V.31})$$

où  $\lambda_{0A}^2 = \frac{P (b_m)_{0,Ai}}{E_P A_P}$ , et  $E_P$ ,  $A_P$  et  $b$  sont respectivement le module d'Young, la section droite et la longueur du tronçon  $i$  du pieu  $I$ .

Dans les équations (V.26) et (V.31), la variation de la pente des courbes de mobilisation du frottement est prise en compte en remplaçant  $(b_m)_{0,Ai}$  par  $(b_m)_{0,An}$ .

A l'itération  $n$ , la matrice-transfert  $T_{n,Ai}$  dépend de  $\lambda_{nA}$  lié à  $\lambda_{0A}$  par la relation :

$$\lambda_{nA}^2 = \frac{\lambda_{0A}^2}{(\omega_{Al})_n} = \frac{P (b_m)_{n,Ai}}{E_P A_P} = \frac{P}{E_P A_P} \frac{(b_m)_{0,Ai}}{1 + \sum_{J \neq I} \sum_j (d\delta_A)_{I,J,n} / (d_{Al})_0} \quad (\text{V.32})$$

## 5.2. Charge latérale

Supposons que  $T(z)$  est la force latérale sur la section supérieure du tronçon  $i$  du pieu  $I$  dont le module d'Young et le moment d'inertie sont respectivement  $E_P$  et  $I_P$  :

$$\text{Comportement élastique :} \quad M(z) = E_P I_P \frac{d^2 u}{dz^2} \quad (\text{V.33})$$

$$\text{Equilibre :} \quad \frac{dT(z)}{dz} = f_{0,Li} (f - u) \quad (\text{V.34})$$

$$T(z) = \frac{dM(z)}{dz} \quad (\text{V.35})$$

où  $M(z)$  représente le moment fléchissant. En combinant ces trois équations à l'équation (V.25), on obtient l'équation différentielle générale pour le tronçon  $i$  (à l'itération 0) chargé latéralement.

$$E_P I_P \frac{d^4 u}{dz^4} - d \cdot [(a_m)_{0,Li} + (b_m)_{0,Li} \cdot (f - u)] = 0 \quad (\text{V.36})$$

où  $d$  est le diamètre du tronçon  $i$ .

En posant  $\lambda_{0L}^4 = \frac{d.(b_m)_{0,Li}}{4E_p I_p}$ ,  $\varphi_{0L} = \frac{d.(a_m)_{0,Li}}{E_p I_p}$  l'équation (V.36) s'écrit :

$$\frac{d^4 u}{dz^4} + 4 \lambda_{0L} \cdot u = -4 \lambda_{0L} \cdot f - \varphi_{0L} \quad (V.37)$$

A chaque itération la valeur de  $\lambda_{iL}$  varie, vu le changement de la pente de la courbe de mobilisation de la réaction latérale, par exemple pour l'itération 1 :

$$\lambda_{1L}^4 = \frac{d.(b_m)_{1,Li}}{4E_p I_p} = \frac{\lambda_{0L}^4}{(\omega_{LF})_1} \quad (V.38)$$

L'équation homogène correspondant à l'équation (V.37) a pour solution :

$$\begin{cases} u_{\text{hom},0}(z) = \alpha_0 \cos(\lambda_{0L} z) \cdot \text{ch}(\lambda_{0L} z) + \beta_0 \text{ch}(\lambda_{0L} z) \cdot \sin(\lambda_{0L} z) \\ \quad + \gamma_0 (\text{sh} \lambda_{0L} z) \cdot \cos(\lambda_{0L} z) + \eta_0 \text{sh}(\lambda_{0L} z) \cdot \sin(\lambda_{0L} z) & \text{pour } (b_m)_{0,Li} \neq 0 \\ u_{\text{hom},0}(z) = \alpha_0 z^3 + \beta_0 z^2 + \gamma_0 z + \eta_0 & \text{pour } (b_m)_{0,Li} = 0 \end{cases} \quad (V.39)$$

Une solution particulière de l'équation (V.37) avec second membre est notée  $u_{\text{par},0}(z)$ . Comme pour la charge axiale (voir Eq. IV.90), dans le cas où la pente  $(b_m)_{0,Li}$  est nulle, cette solution s'obtient en intégrant directement. Dans le cas contraire, on utilise une variation linéaire de  $f$  avec la profondeur,  $f = qz + p$ , le long du tronçon  $i$  :

$$\begin{cases} u_{\text{par},0}(z) = \frac{-d.(a_m)_{0,Li}}{(b_m)_{0,Li}} + qz + p & \text{pour } (b_m)_{0,Li} \neq 0 \\ u_{\text{par},0}(z) = \frac{-\varphi_0 z^4}{24} & \text{pour } (b_m)_{0,Li} = 0 \end{cases} \quad (V.40)$$

La solution générale de l'équation différentielle (V.37) est la somme des solutions (V.39) et (V.40).

Pour simplifier les notations, on pose :

$$\begin{aligned} h_1 &= \lambda_{0L} \text{ch}(\lambda_{0L} z) \cdot \cos(\lambda_{0L} z) ; h_2 = \lambda_{0L} \text{ch}(\lambda_{0L} z) \cdot \sin(\lambda_{0L} z) \\ h_3 &= \lambda_{0L} \text{sh}(\lambda_{0L} z) \cdot \cos(\lambda_{0L} z) ; h_4 = \lambda_{0L} \text{sh}(\lambda_{0L} z) \cdot \sin(\lambda_{0L} z) \end{aligned} \quad (V.41)$$

Avec ces notations, la solution générale s'écrit sous une forme matricielle qui est la suivante (cas où  $(b_m)_{0,Li} \neq 0$ ) :

$$\begin{bmatrix} u_0(z) \\ \theta_0(z) \\ M_0(z) \\ T_0(z) \\ 1 \end{bmatrix}_{5 \times 1} = \begin{bmatrix} h_1 & h_2 \\ \lambda_{0L}(h_3 - h_2) & \lambda_{0L}(h_4 + h_1) \\ -2E_p I_p \lambda_{0L}^2 h_4 & 2E_p I_p \lambda_{0L}^2 h_3 \\ -2E_p I_p \lambda_{0L}^3 (h_3 + h_2) & 2E_p I_p \lambda_{0L}^3 (h_1 - h_4) \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h_3 & h_4 & u_{par,0}(z) \\ \lambda_{0L}(h_1 - h_4) & \lambda_{0L}(h_3 + h_2) & u'_{par,0}(z) \\ -2E_p I_p \lambda_{0L}^2 h_2 & 2E_p I_p \lambda_{0L}^2 h_1 & E_p I_p u''_{par,0}(z) \\ -2E_p I_p \lambda_{0L}^3 (h_4 + h_1) & 2E_p I_p \lambda_{0L}^3 (h_3 - h_2) & E_p I_p u'''_{par,0}(z) \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}_{5 \times 5} \begin{bmatrix} \alpha_0 \\ \beta_0 \\ \gamma_0 \\ \eta_0 \\ 1 \end{bmatrix}_{5 \times 1} \quad (V.42)$$

ou encore plus simplifié :

$$V_{z,0} = G_{0,i}(z).A_0 \quad (V.43)$$

Pour déterminer les constantes d'intégration  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  et  $\eta$ , on utilise le vecteur d'état en tête du tronçon i, c'est-à-dire pour  $z = 0$  :

$$A_0 = G_{0,i}^{-1}(z=0).V_{z=0,0} \quad (V.44)$$

où  $A_0$  est le vecteur contenant les constantes d'intégration à itération 0 et  $V_{z=0,0}$  le vecteur d'état en tête du tronçon i.

On peut relier le vecteur d'état en tête à celui à la profondeur  $z$   $V_{z,0}$  par :

$$V_{z,0} = G_{0,i}(z).G_{0,i}^{-1}(z=0).V_{z=0,0} \quad (V.45)$$

A cette itération, afin de calculer la matrice-transfert  $T_{0,Li}$  de ce tronçon dont la longueur est  $b$  :

$$T_{0,Li} = G_{0,i}(z=b).G_{0,i}^{-1}(z=0) \quad (V.46)$$

et sous une forme développée :

$$T_{0,Li} = \begin{bmatrix} h_1 & \frac{h_2 + h_3}{2\lambda_{0L}} \\ \lambda_{0L}(h_3 - h_2) & h_1 \\ -2E_p I_p \lambda_{0L}^2 h_4 & E_p I_p \lambda_{0L}(h_3 - h_2) \\ 2E_p I_p \lambda_{0L}^3 (h_3 + h_2) & E_p I_p \lambda_{0L}^2 h_4 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (V.47)$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h_4}{2\lambda_{0L}^2 E_p I_p} - \frac{h_2 - h_3}{4\lambda_{0L}^3 E_p I_p} u_{par,0}(b) \\ \frac{h_2 + h_3}{2\lambda_{0L} E_p I_p} - \frac{h_4}{2\lambda_{0L}^2 E_p I_p} u'_{par,0}(b) \\ h_1 - \frac{h_2 + h_3}{2\lambda_{0L}} E_p I_p u''_{par,0}(b) \\ -\lambda_{0L}(h_3 - h_2) \quad h_1 \quad E_p I_p u'''_{par,0}(b) \\ 0 \quad 0 \quad 1 \end{array} \right\} 5 \times 5$$

Les équations (V.38) et (V.47) montrent comment varie, à chaque itération d'effet de groupe, les matrices-transferts pour un pieu chargé latéralement.

Il est à noter qu'à l'itération n, la matrice-transfert  $T_{n,Li}$  dépend de  $\lambda_{nL}$ , lié à  $\lambda_{0L}$  par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \lambda_{nL}^4 &= \frac{\lambda_{0L}^4}{(\omega_{Li})_n} = \frac{d \cdot (b_m)_{n,Li}}{E_p I_p} \\ &= \frac{d}{E_p I_p} \frac{(b_m)_{0,Li}}{1 + \sum_{J=1}^J \sum_k (d\delta_L)_{i,J,n} / (d_{Li})_0} \end{aligned} \quad (V.48)$$

**Remarque :** L'équation précédente montre la variation de la longueur-transfert d'un pieu chargé latéralement  $l_0$  en fonction des itérations de l'effet de groupe :

$$l_{0i}^4 = \frac{1}{\lambda_{iL}^4} = \frac{4 E_p I_p}{d \cdot (b_m)_{0,Li}} \quad (V.49)$$

$\lambda_L$  étant l'inverse de la longueur transfert.

Par ailleurs, dans l'Annexe G, on a étudié l'influence de la charge axiale sur la variation de la matrice-transfert représentant le comportement en flexion (cas de grands déplacements).

## 6. Processus de convergence

Comme pour l'analyse des charges verticales sur des groupes de pieux verticaux (Chap. IV, partie B) la procédure de calcul des effets de groupe axiaux et latéraux introduite dans GOUPEG est itérative.

En ce qui concerne le test de convergence, il porte sur les déplacements axial et latéral en tête de chaque pieu. Il y a convergence à l'itération  $n$  si, pour tout pieu  $I$ , les déplacements axial  $d_{AI}$  et latéral  $d_{LI}$  n'ont pas varié, à une tolérance  $\epsilon$ , près de l'itération " $n-1$ " à " $n$ ", c'est-à-dire si :

$$\left| (d_{AI})_n - (d_{AI})_{n-1} \right| \leq \epsilon \quad (\text{V.50})$$

et,

$$\left| (d_{LI})_n - (d_{LI})_{n-1} \right| \leq \epsilon \quad (\text{V.51})$$

Il est à noter que si  $\epsilon$  n'est pas pris trop petit (par exemple de l'ordre de  $10^{-5}$  pour un groupe de deux pieux ayant comme élancement  $L/d = 10$  à  $50$ ) la convergence est atteinte à la fin de l'itération 2.

## 7. Tests numériques

Dans la procédure de calcul de GOUPEG, la discrétisation numérique influence les résultats finaux de calcul, car le nombre d'éléments (tronçons) de pieux influence directement le nombre de forces ponctuelles représentant les frottements latéraux et les réactions latérales d'où le déroulement du processus itératif et la précision du calcul.

On considère l'exemple des deux micropieux flottants du chapitre IV, partie B (§ 4.5) avec les données numériques suivantes :

$$E_p = 2,0 \times 10^7 \text{ kPa} ;$$

$$E_s = 2,0 \times 10^4 \text{ kPa} ;$$

$$k = E_p/E_s = 1000 ;$$

$$\nu_s = 0,5 ;$$

$$d = 0,25 \text{ m.}$$

Pour ce groupe, on teste trois angles d'inclinaison  $\theta = 10^\circ$ ,  $20^\circ$  et  $30^\circ$  ( $\theta_i = \theta$  et  $\theta_j = -\theta$  ; voir figure V.2).

Pour la courbe de mobilisation du frottement et celle de la réaction latérale, on a utilisé respectivement la partie initiale de la loi trilinéaire de FRANK et ZHAO (Chap. II, Partie A, § 3.1.2) et la courbe trilinéaire de MENARD (voir Chap. III, figure III.19). Le rapport  $E_s/E_M$  est pris égal à 10 (voir FRANK, 1985).

Les figures V.3 ( $L/d = 10$ ) et V.4 ( $L/d = 50$ ) montrent que le processus de stabilisation, en fonction du nombre d'éléments, est différent pour ces deux cas. Pour le premier cas, le facteur multiplicatif pour la courbe de mobilisation du frottement latéral  $(\omega_{AI})_2$  (en tête) augmente tout d'abord en fonction du nombre d'éléments de micropieu, quelque soit l'entre-axes.



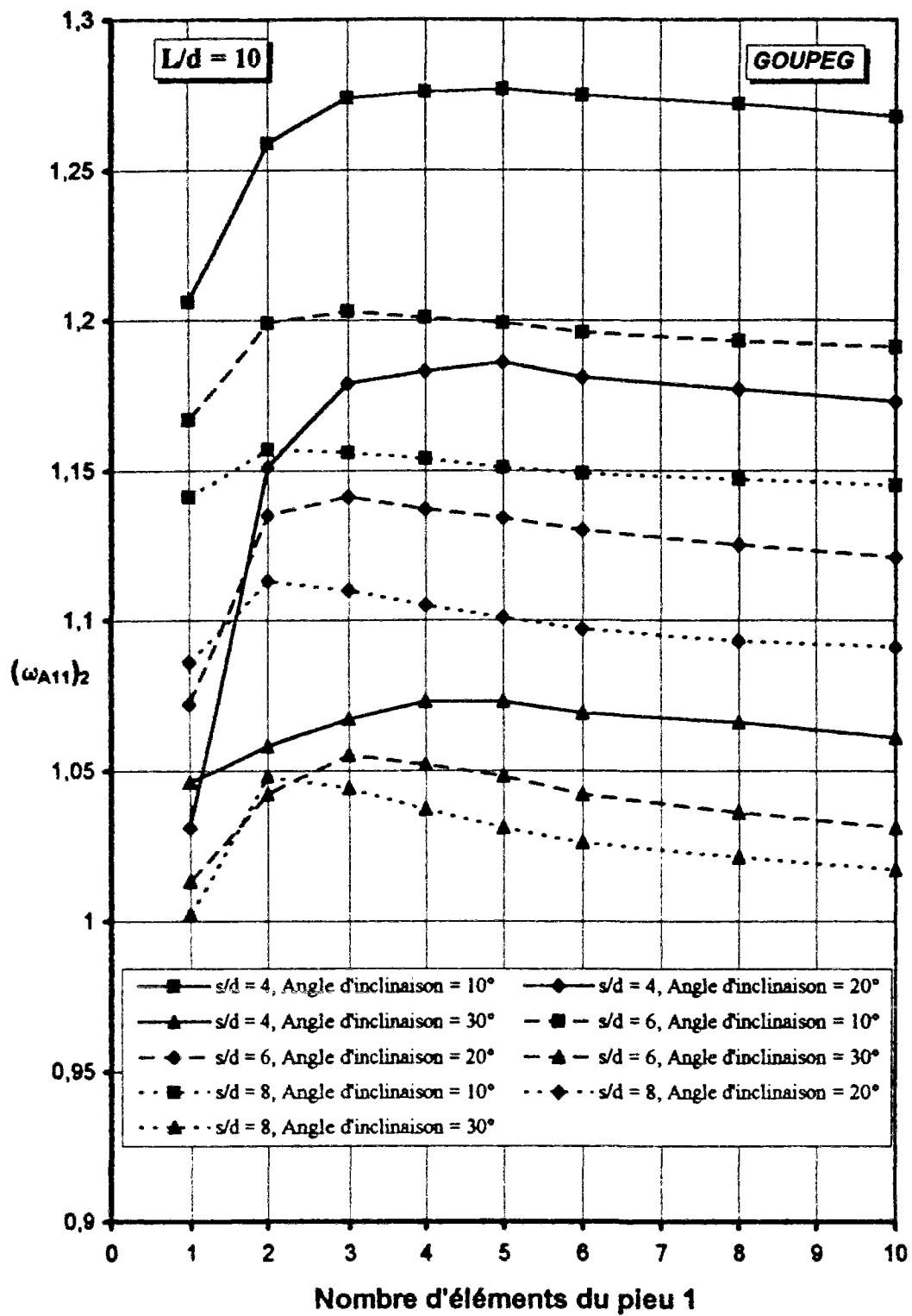


Fig. V.3 : Evolution de  $(\omega_{A11})_2$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 10$

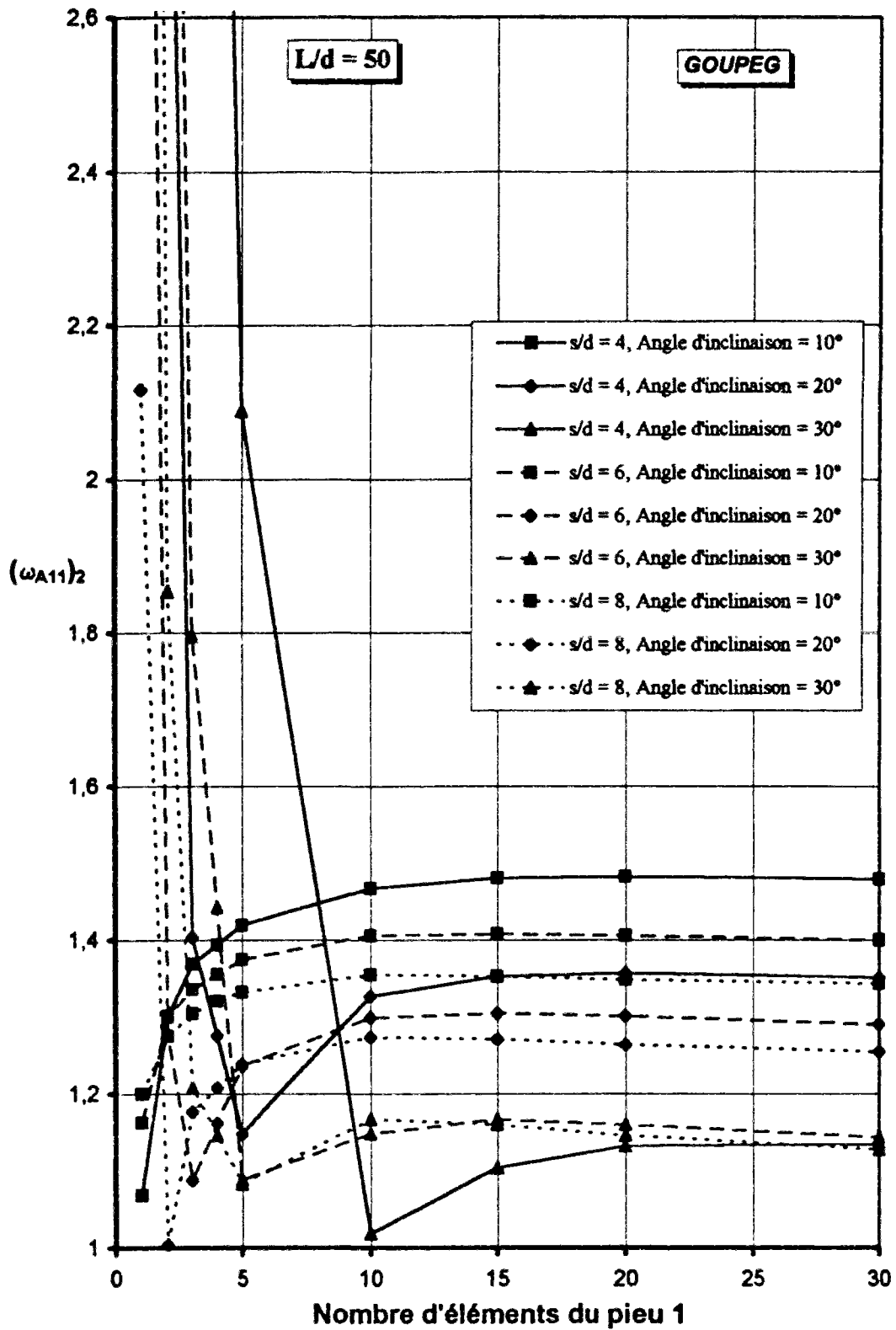


Fig. V.4 : Evolution de  $(\omega_{A11})_2$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 50$

Par contre, pour le deuxième cas ( $L/d = 50$ ), il y a tout d'abord une diminution de ce facteur (pour l'angle de l'inclinaison  $20^\circ$  et  $30^\circ$  quelque soit l'entre-axes), puis une augmentation. La procédure de stabilisation pour  $L/d = 50$  et  $\theta = 10^\circ$  est, par contre, identique à celle pour  $L/d = 10$ .

Il est à noter que le facteur multiplicatif  $(\omega_{A11})_2$  diminue, non seulement en fonction de l'entre-axes, mais encore en fonction de l'angle d'inclinaison. Dans le tableau V.1, on compare ces taux de diminution pour  $\theta = 30^\circ$  par rapport à  $\theta = 10^\circ$ .

L/d	s/d	$(\omega_{A11})_2$			$\frac{[(\omega_{A11})_2]_{\theta=10^\circ} - [(\omega_{A11})_2]_{\theta=30^\circ}}{[(\omega_{A11})_2]_{\theta=10^\circ}}$ %
		$\theta=10$	$\theta=20$	$\theta=30$	
10	4	1,268	1,173	1,061	16,3
	6	1,191	1,121	1,031	13,4
	8	1,145	1,091	1,017	11,2
50	4	1,479	1,352	1,135	23,3
	6	1,402	1,291	1,144	18,4
	8	1,344	1,255	1,128	16,1

Tableau V.1 : Facteurs multiplicatifs pour les courbes de mobilisation du frottement latéral, pour  $L/d = 10$  avec 10 éléments et pour  $L/d = 50$  avec 30 éléments

On voit que pour le cas  $L/d = 50$  et pour un entre-axes donné, le facteur multiplicatif  $(\omega_{A11})_2$  diminue plus rapidement en fonction de l'angle d'inclinaison que dans le cas  $L/d = 10$ . Par ailleurs, pour un entre-axes et un angle d'inclinaison donnés, la valeur de  $(\omega_{A11})_2$  pour  $L/d = 50$  est toujours supérieure à celle pour  $L/d = 10$ .

Pour l'angle d'inclinaison  $\theta = 30^\circ$ , la variation de l'entre-axes n'a pratiquement pas d'influence sur le facteur multiplicatif  $(\omega_{A11})_2$ .

Les figures V.5 ( $L/d = 10$ ) et V.6 ( $L/d = 50$ ) comparent le processus de stabilisation en ce qui concerne la variation du facteur multiplicatif pour la courbe de la réaction latérale  $(\omega_{L11})_2$  (cas du premier tronçon en tête).

Le point remarquable est que le déplacement latéral  $(d_{L11})_0$  et le déplacement latéral supplémentaire causé par l'effet de groupe  $(\delta_{L11})_2$  sont en sens inverse. Dans ce cas, l'équation (V.2), introduite dans GOUPEG, est modifiée comme suit :

$$(\omega_{L11})_2 = \frac{|(d_{L11})_0|}{|(d_{L11})_0| + |(\delta_{L11})_2|} < 1 \quad (V.52)$$

et les valeurs de  $(\omega_{L11})_2$  sont toujours inférieures à 1, comme indiqué sur la figure V.6.

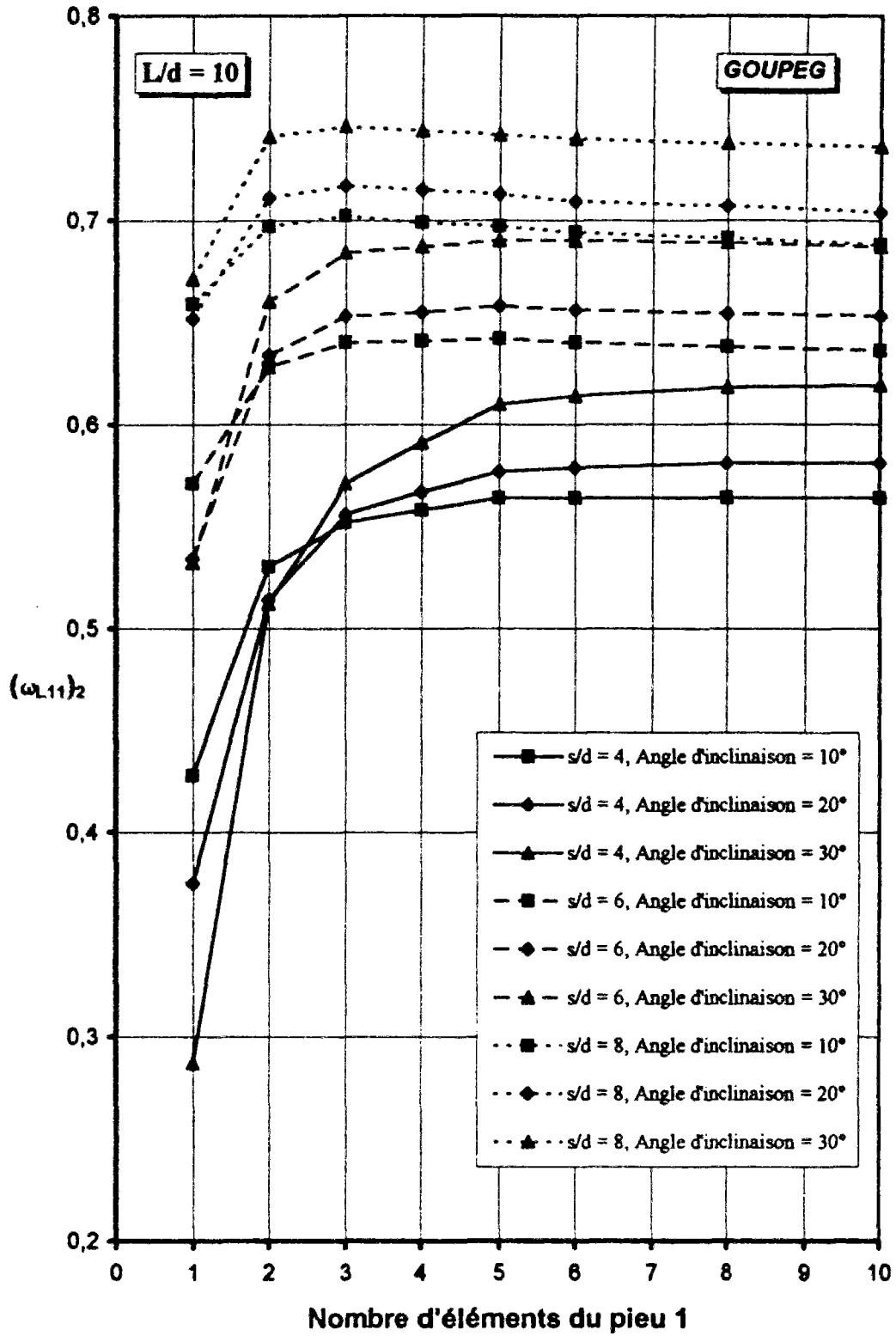


Fig. V.5 : Evolution de  $(\omega_{L11})_2$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 10$

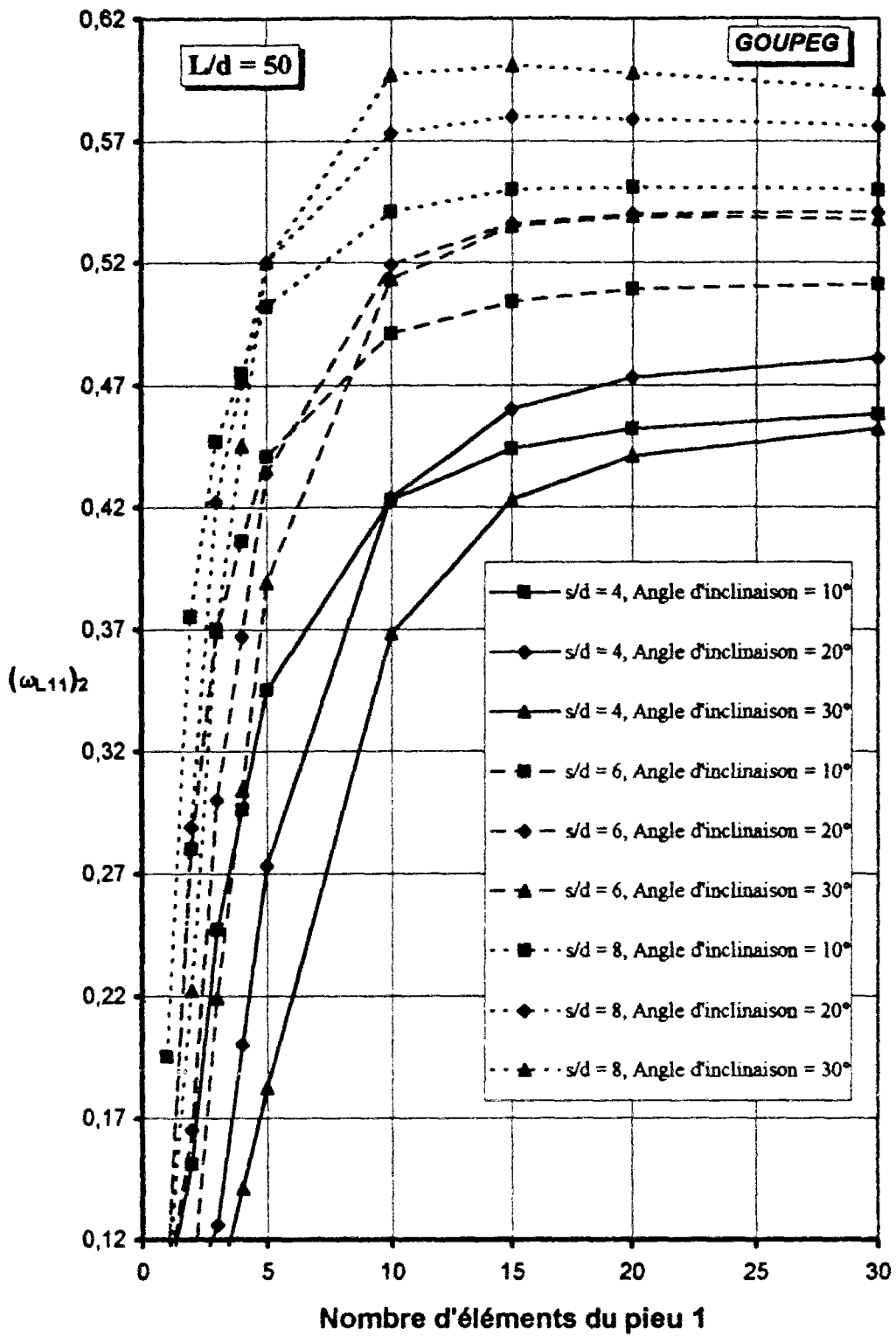


Fig. V.6 : Evolution de  $(\omega_{L1})_2$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 50$

Ainsi définis, les facteurs multiplicatifs  $(\omega_{L11})_2$  augmentent en fonction de l'angle d'inclinaison, ce qui correspond à moins d'interaction (figures V.5 et V.6).

Dans le tableau V.2 et pour les différents cas, on compare les valeur du facteur multiplicatif pour la courbe de la réaction latérale  $(\omega_{L11})_2$ .

L/d	s/d	$(\omega_{L11})_2$			$\frac{[(\omega_{L11})_2]_{\theta=10^\circ} - [(\omega_{L11})_2]_{\theta=30^\circ}}{[(\omega_{L11})_2]_{\theta=10^\circ}}$ %
		$\theta=10$	$\theta=20$	$\theta=30$	
10	4	0,564	0,581	0,619	-9,75
	6	0,636	0,653	0,687	-8,02
	8	0,688	0,704	0,736	-6,98
50	4	0,458	0,481	0,465	-1,53
	6	0,511	0,541	0,538	-5,28
	8	0,550	0,576	0,591	-7,45

Tableau V.2 : Facteurs multiplicatifs pour les courbes de la réaction latérale latéral, pour L/d = 10 avec 10 éléments et pour L/d = 50 avec 30 éléments

Ce tableau indique que, pour le cas L/d = 10 et pour un entre-axes donné, le facteur multiplicatif  $(\omega_{A11})_2$  diminue plus rapidement en fonction de l'angle d'inclinaison que dans le cas L/d = 50 (sauf dans le cas s/d = 8) ; mais, pour un entre-axes et un angle d'inclinaison donnés, la valeur de  $(\omega_{L11})_2$  pour L/d = 10 est toujours supérieure à celle pour L/d = 50.

On voit, sur les quatre figures précédentes, que la stabilisation est atteinte respectivement dans les cas L/d = 10 et L/d = 50 pour 5 éléments, c'est-à-dire une longueur relative b/d = 2,0 et pour 20 éléments, c'est-à-dire b/d = 2,5 (b est la longueur des tronçons).

On peut comparer sur les figures V.7 (L/d = 10) et V.8 (L/d = 50) le rapport du déplacement axial en tête du micropieu à la fin de l'itération 2  $(d_{A11})_2$  à celui à la fin du calcul sans interaction entre les micropieux du groupe  $(d_{A11})_0$ .

Le processus de stabilisation suit plus ou moins le même chemin que celui du facteur multiplicatif pour la courbe de mobilisation du frottement latéral  $(\omega_{A11})_2$  (voir figures V.3 et V.4). Le point important c'est que la valeur du rapport  $(d_{A11})_2/(d_{A11})_0$  n'est pas égal à  $(\omega_{A11})_2$  ; cela s'explique par le fait qu'à l'itération "n"  $(\omega_{A11})_n$  est appliqué au tronçon 1 du pieu I, tandis que  $(d_{A11})_n$  est le résultat de l'ensemble du calcul après avoir appliqué les facteurs multiplicatifs, c'est-à-dire  $(\omega_{A1i})_n$  et  $(\omega_{L1i})_n$ , à tous les éléments i du pieu I.

On peut comparer, sur les figures V.9 (L/d = 10) et V.10 (L/d = 50), le rapport du déplacement latéral en tête du micropieu à la fin de l'itération 2  $(d_{L11})_2$  à celui sans interaction entre les micropieux du groupe, c'est-à-dire  $(d_{A11})_0$ .

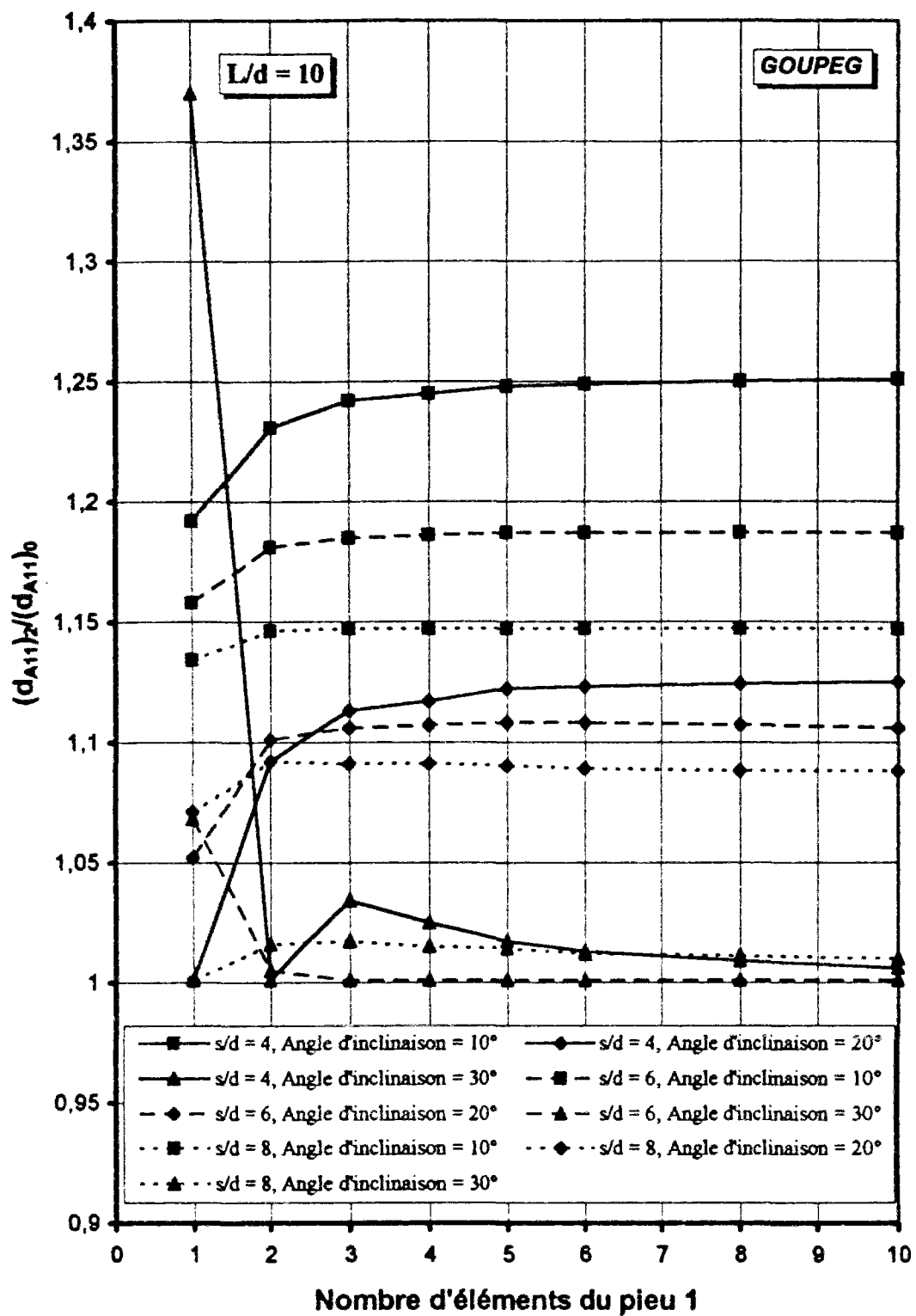


Fig. V.7 : Evolution de  $(d_{A11})_2 / (d_{A11})_0$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 10$

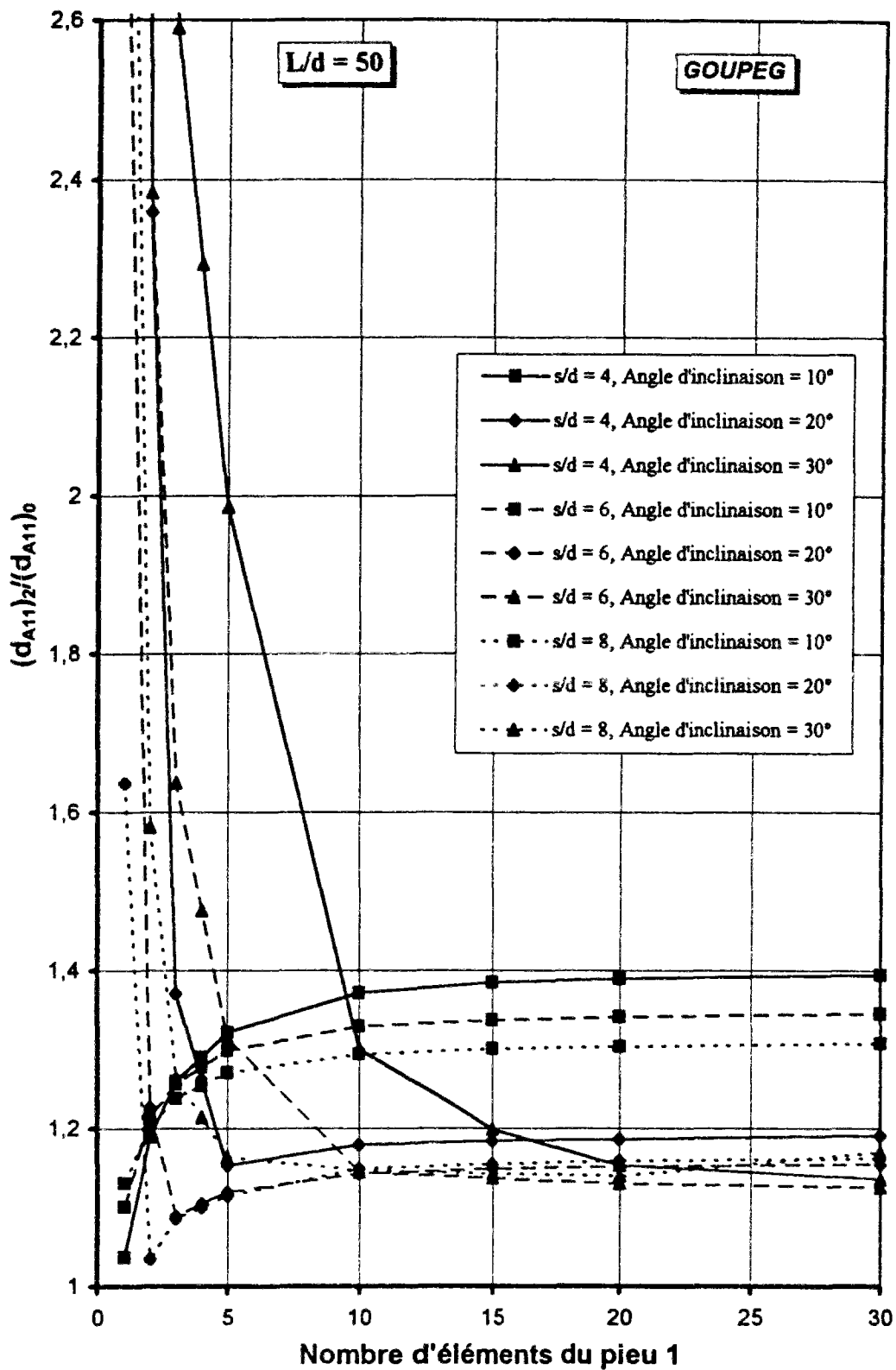


Fig. V.8 : Evolution de  $(d_{A11})_2 / (d_{A11})_0$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 50$



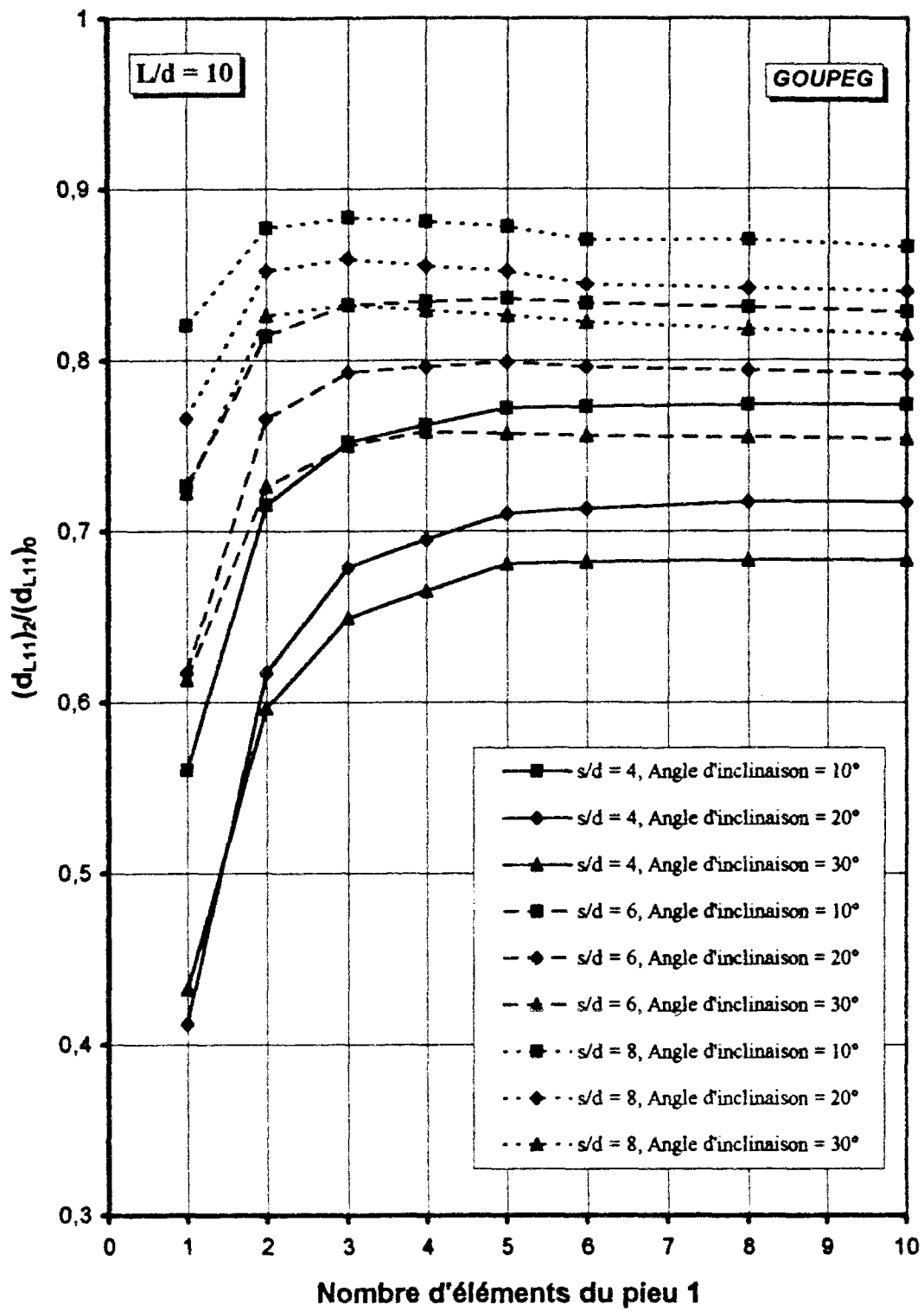


Fig. V.9 : Evolution de  $(d_{L11})_2 / (d_{L11})_0$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 10$

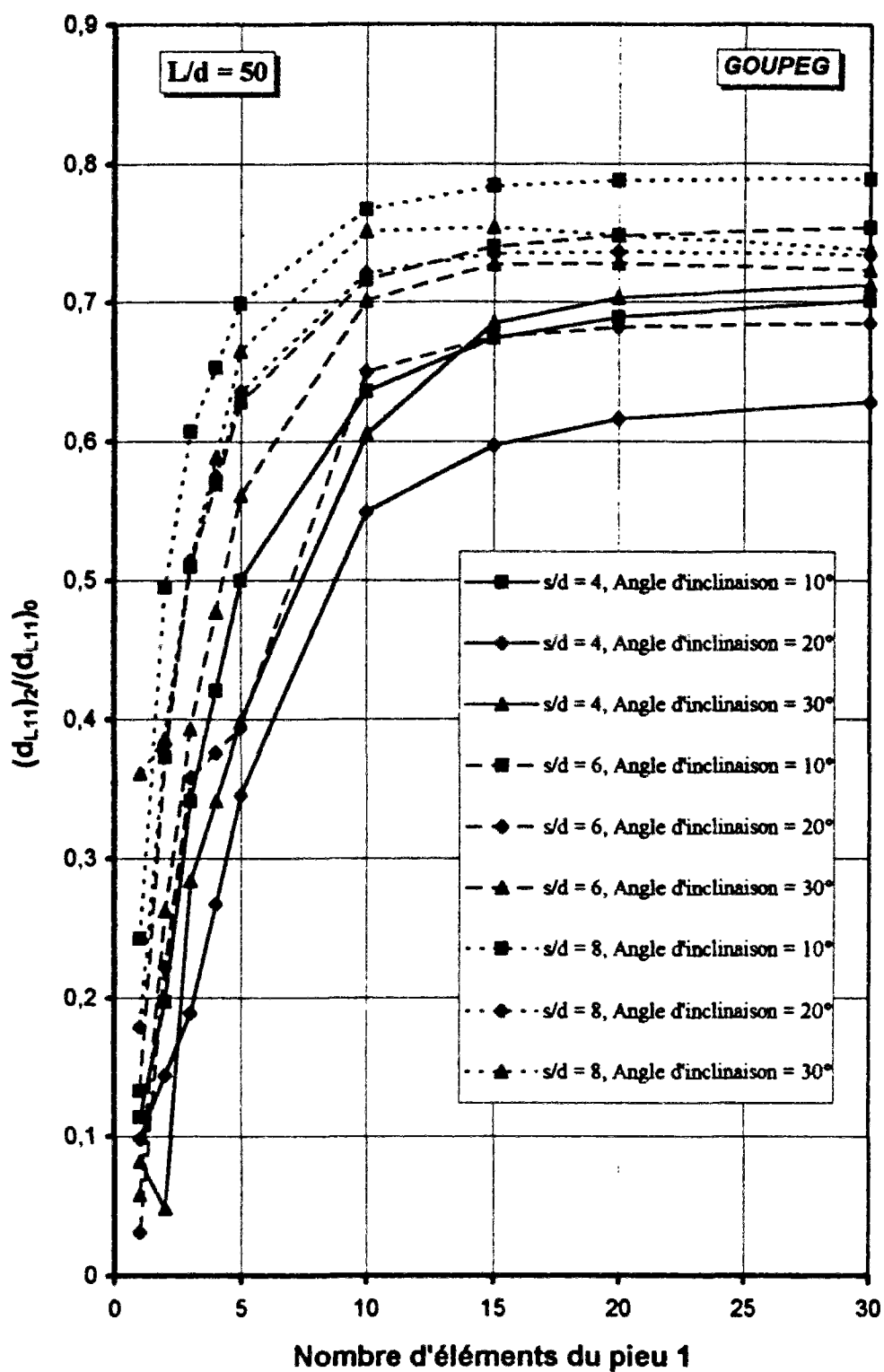


Fig. V.10 : Evolution de  $(d_{L11})_2 / (d_{L11})_0$  en fonction du nombre d'éléments,  $L/d = 50$

On constate sur les figures V.9 et V.10 que le rapport  $(d_{L11})_2/(d_{L11})_0$  augmente en fonction de l'entre-axes. Puisque ce rapport est toujours inférieur à 1, cette augmentation signifie une interaction plus faible, ce qui est logique.

Sur les figures V.11 ( $L/d = 10$ ) et V.12 ( $L/d = 50$ ), on étudie l'évolution de la distribution des frottements latéraux le long du micropieu. Sur ces figures, on a porté le rapport adimensionnel  $f_1 \cdot d \cdot L / F_1$ , où  $F_1$  est égal à  $0,5F$ ,  $F$  étant la charge verticale sur le groupe (voir figure V.1).

Pour le micropieu court  $L/d = 10$ , l'effet de groupe influence toute la longueur et ceci avec un maximum à la profondeur relative  $z/L$  de 0,2 à 0,3.

Pour le micropieu long  $L/d = 50$ , les zones les plus influencées sont près de la tête et la pointe du micropieu.

Enfin, sur les figures V.13 et V.14, on étudie l'évolution de la distribution des réactions latérales le long du micropieu.

Dans le cas  $L/d = 10$ , le micropieu est pratiquement influencé sur toute sa longueur et, dans le cas  $L/d = 50$ , il est influencé uniquement au-dessus de la profondeur relative  $z/L = 0,3$ . Pour les micropieux souples, à partir de  $z/L = 0,3$  (ou  $z = 15d$ ), l'influence de l'effet de groupe diminue considérablement. On constate également une évolution plus importante de la distribution des réactions latérales lorsque l'angle d'inclinaison augmente.

## 8. Validation de GOUPEG

Afin de valider le programme GOUPEG après avoir introduit les effets de groupe latéraux et axiaux, on compare les résultats obtenus par ce logiciel à ceux obtenus par application de la méthode du continuum (Chap. IV, Partie A et Chap. V, Partie A), ainsi qu'à ceux obtenus par la méthode des éléments finis (programme CESAR).

### 8.1. Comparaison avec la méthode du continuum

La méthode du continuum de POULOS, pour un groupe de pieux chargé axialement et latéralement est décrite respectivement au chapitre IV (Partie A, § 2.1) et à la Partie A du présent chapitre (§ 2.1). Cette méthode pour un groupe de pieux contenant des pieux inclinés, avec l'hypothèse d'un découplage entre les efforts axial et latéral, n'est que l'application simultanée des deux ensembles de résultats (POULOS et DAVIS, 1990).

On considère les données des tests numériques précédents (voir § 7), mais, afin de pouvoir utiliser les abaques de POULOS et DAVIS, la longueur relative a été prise égale à 10 et 25 (HACHI, MALEKI et FRANK, 1995).

Les résultats de GOUPEG ont été comparés à ceux obtenus par application de la méthode du continuum, pour trois angles d'inclinaison ( $\pm 10^\circ$ ,  $\pm 20^\circ$  et  $\pm 30^\circ$ ), sur les figures V.15 ( $s/d = 2$ ), V.16 ( $s/d = 4$ ) et V.17 ( $s/d = 2$ ). Sur ces figures,  $P/Gw_d$  est le rapport charge-déplacement où  $P$  est la charge sur le groupe,  $G$  le module de cisaillement et  $w$  le déplacement vertical en tête du micropieu.

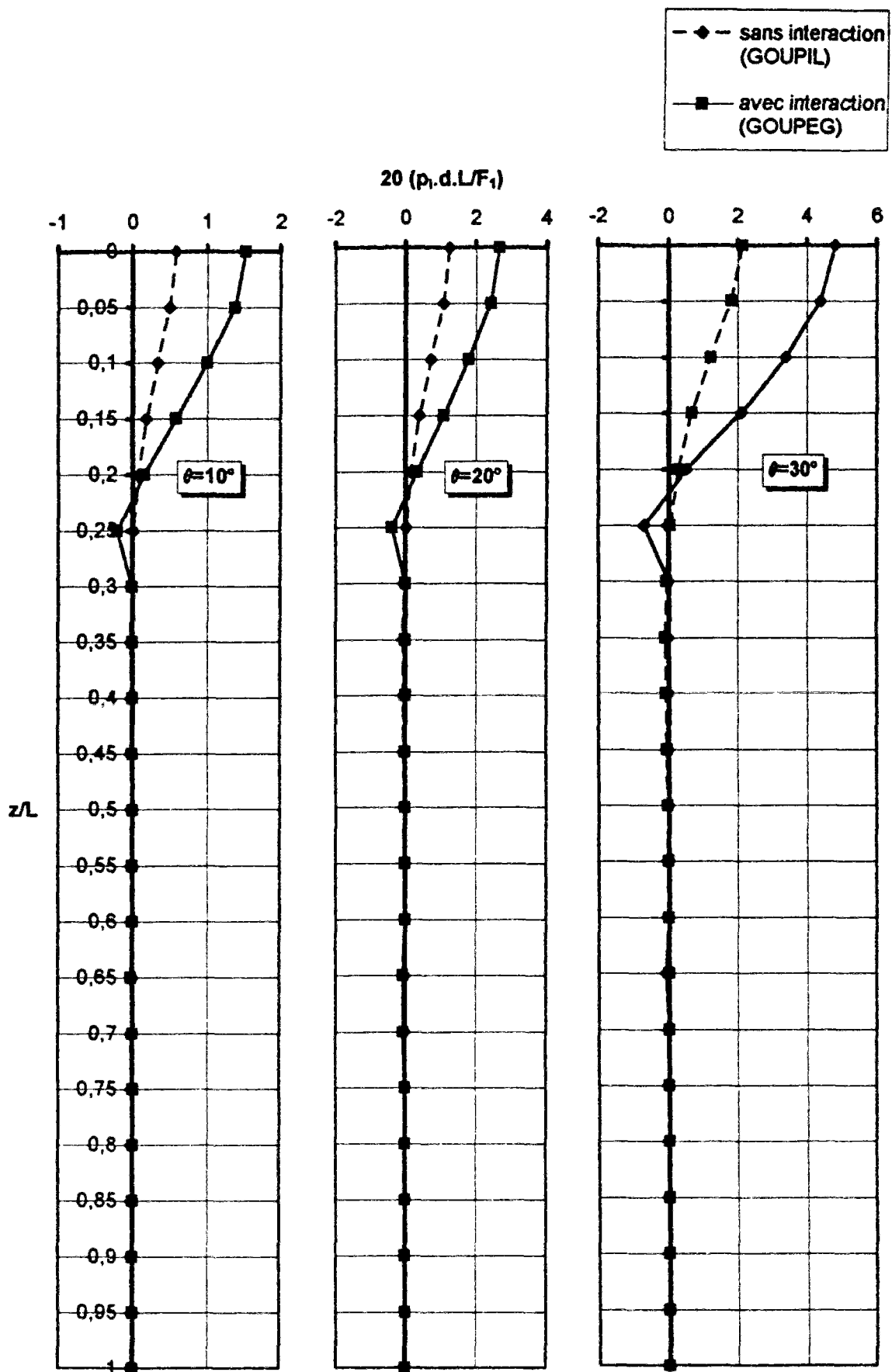


Fig. V.14 : Evolution de la réaction latérale le long du micropieu ( $L/d = 50$ , nombre d'éléments = 20)

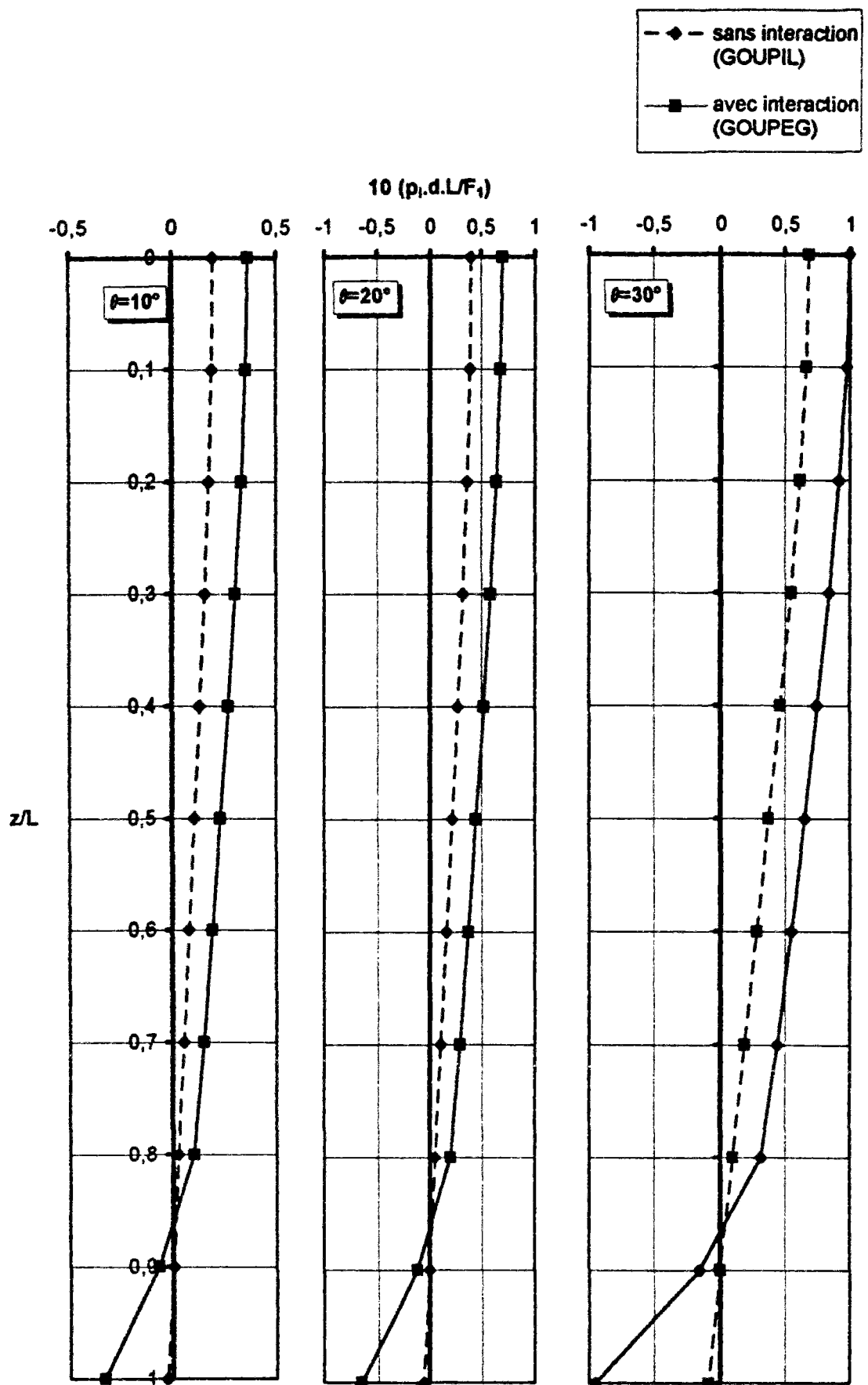


Fig. V.13 : Evolution de la réaction latérale le long du micropieu ( $L/d = 10$ , nombre d'éléments = 10)

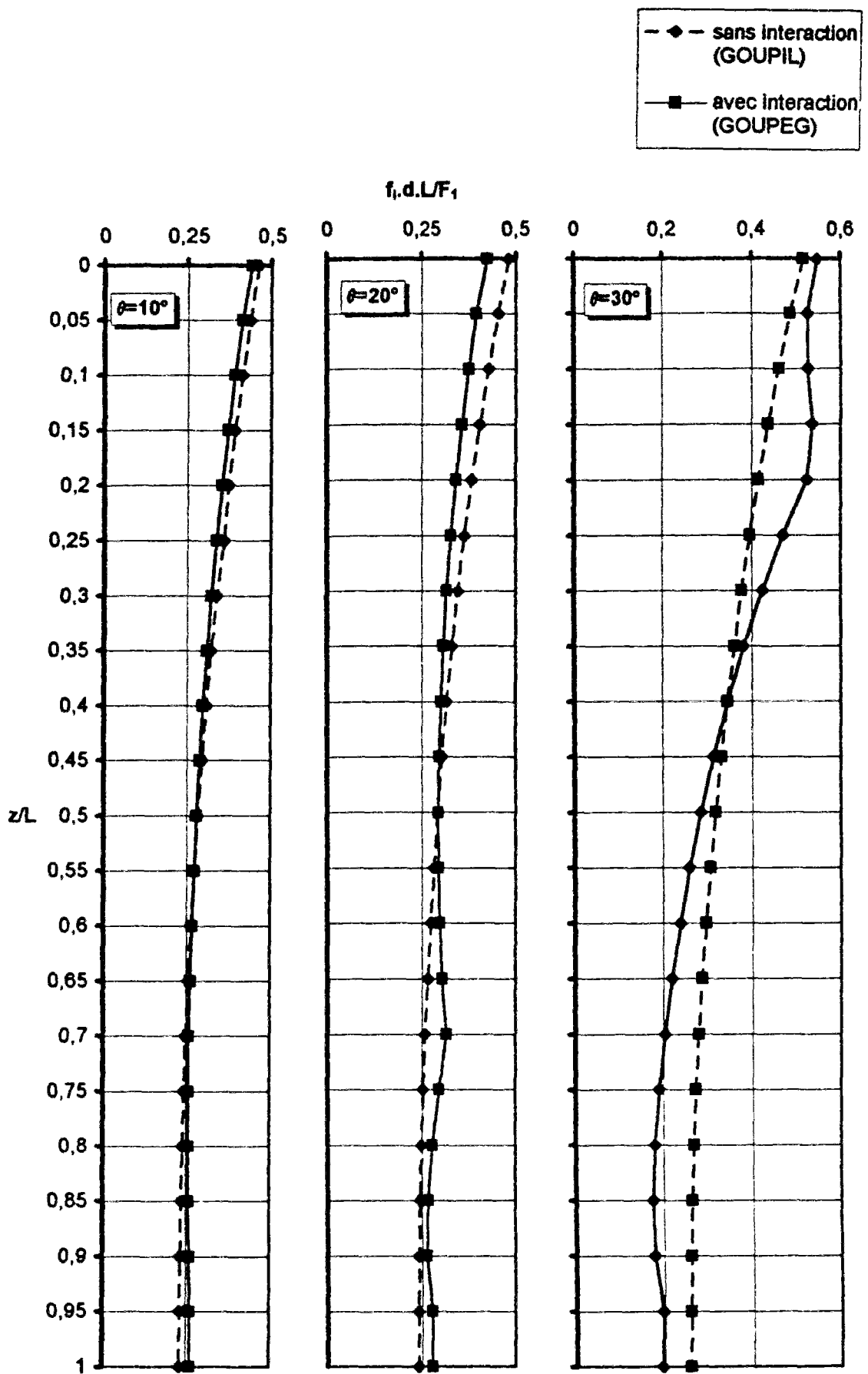


Fig. V.12 : Evolution du frottement latéral le long du micropieu ( $L/d = 50$ , nombre d'éléments = 20)

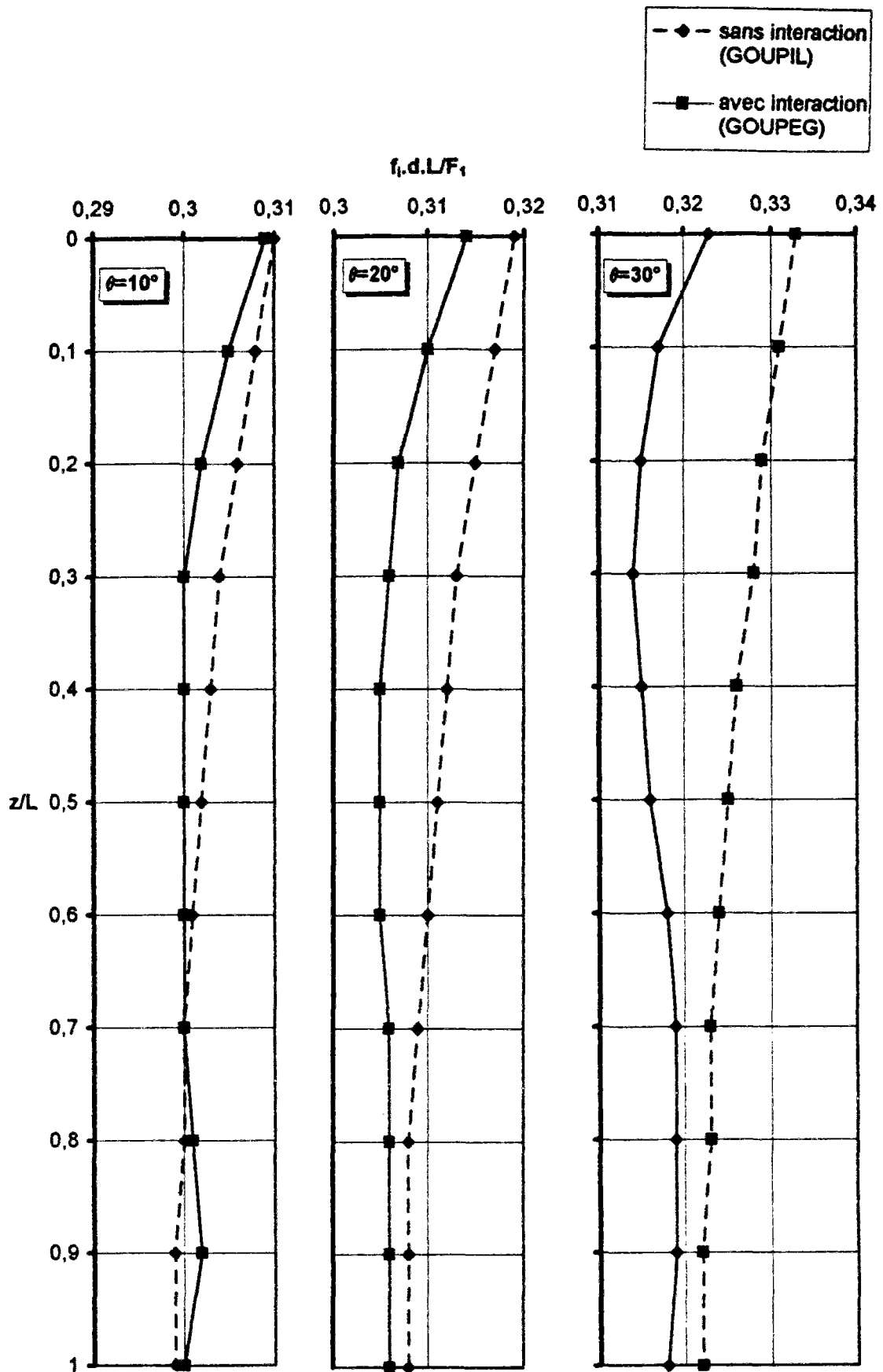


Fig. V.11 : Evolution du frottement latéral le long du micropieu  
( $L/d = 10$ , nombre d'éléments = 10)

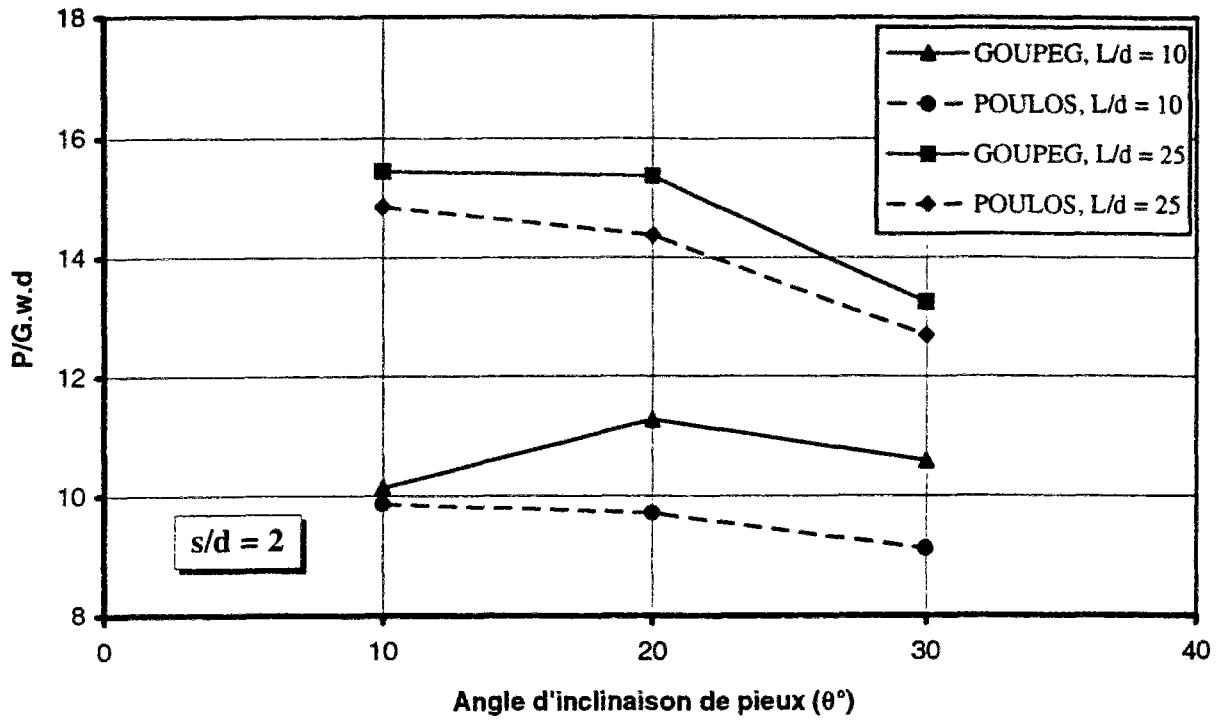


Fig. V.15 : Comparaison des résultats calculés par GOUPEG à ceux obtenus par application du modèle du continuum (POULOS et DAVIS, 1980) ;  $s/d = 2$

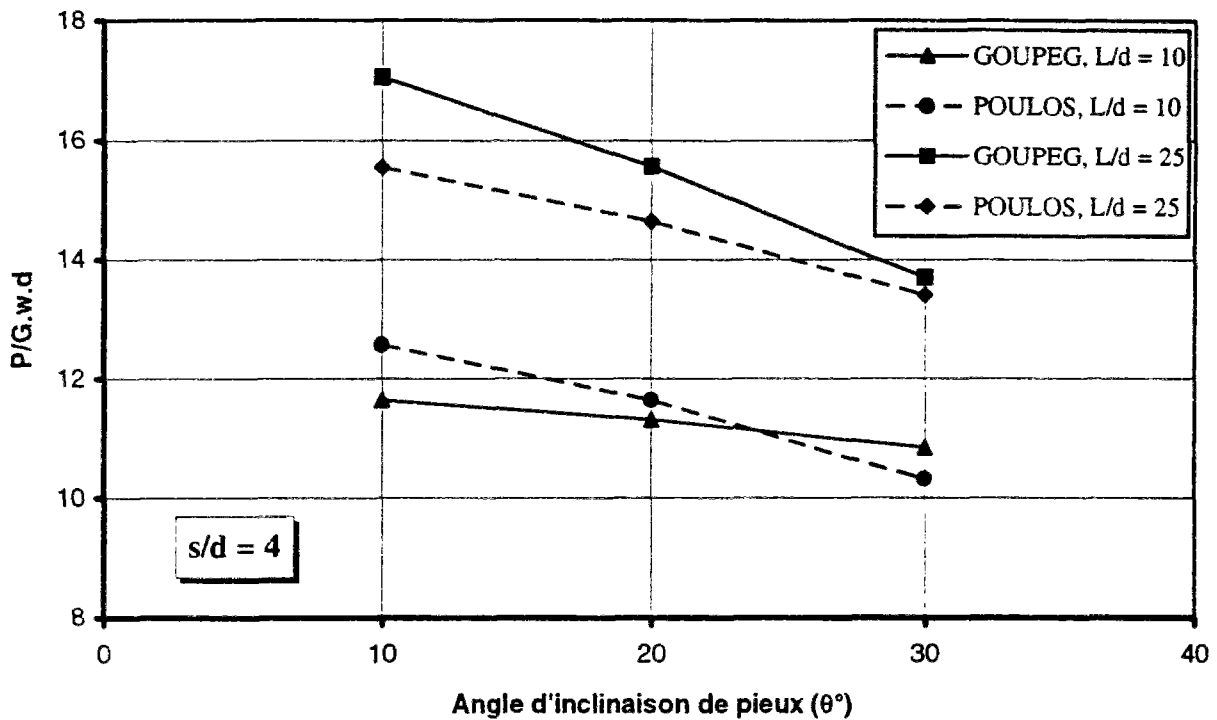


Fig. V.16 : Comparaison des résultats calculés par GOUPEG à ceux obtenus par application du modèle du continuum (POULOS et DAVIS, 1980) ;  $s/d = 4$



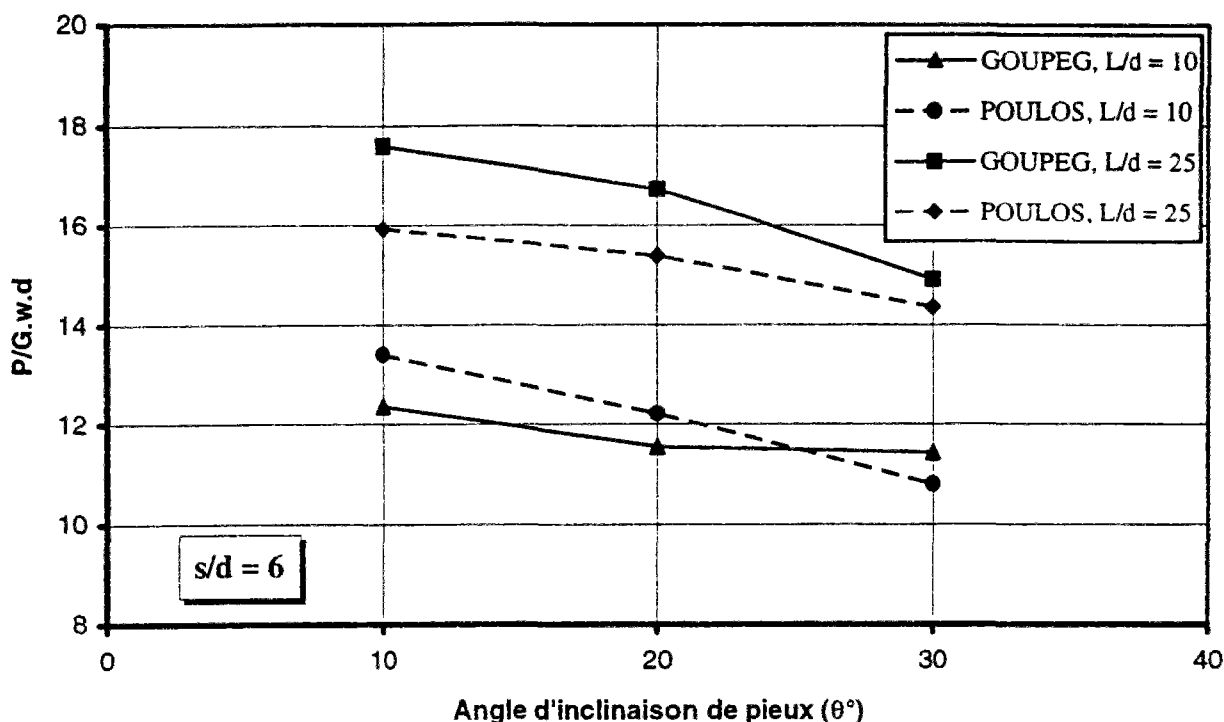


Fig. V.17 : Comparaison des résultats calculés par GOUPEG à ceux obtenus par application du modèle du continuum (POULOS et DAVIS, 1980) ;  $s/d = 6$

Il est à noter que le nombre d'éléments utilisé sur chaque micropieu du groupe dans GOUPEG est pris égal à 10 (pour  $L/d=10$ ) et 15 (pour  $L/d=25$ ).

Les résultats calculés par GOUPEG et leurs évolutions en fonction de l'espacement ( $s/d$ ), de la longueur relative ( $L/d$ ) et l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ) sont, en général, comparables avec ceux obtenus par la méthode de POULOS. C'est dans les cas  $L/d=25$  et  $s/d = 4$  et 6, que les résultats sont le plus concordants.

## 8.2. Comparaison avec la méthode des éléments finis (CESAR)

Comme pour les groupes de micropieux verticaux chargés axialement (Chap. IV, Partie B, § 5.4), on compare les résultats obtenus par le programme GOUPEG à ceux obtenus par le programme CESAR-LCPC (code général de calcul par éléments finis, HUMBERT, 1988), pour la déformation plane (plaques).

Nous avons procédé à une étude paramétrique d'un groupe de deux micropieux identiques, inclinés et chargés en tête verticalement. Les paramètres mécanique et géométriques dans cette étude sont les paramètres qui ont été déjà pris pour les tests numériques de GOUPEG (voir § 7).

Les micropieux et le sol sont, comme pour les groupes de micropieux verticaux chargés axialement, modélisés par éléments bidimensionnels quadrilatères à 8 noeuds (Famille 1, MBQ8) (voir Chap. IV, Partie B, § 5.4).

On attribue à "L/d" les valeurs 25 et 50 et, pour chacune d'elle, l'espacement "s" est pris égal à 3d, 6d et 10d et l'angle d'inclinaison  $\theta=10^\circ$ ,  $20^\circ$  et  $30^\circ$ . En ce qui concerne la rigidité relative sol-micropieu "k", les valeurs 100, 500 et 1000 ont été sélectionnées.

Par ailleurs, les limites des maillages ont été choisies, comme pour le groupe de deux micropieux verticaux chargés axialement (Chap. IV, Partie B, § 5.4).

Pour chaque L/d, un maillage représentatif et sa déformée, sont donnés dans les figures V.18 (L/d=25) et V.19 (L/d=50). Le nombre d'éléments le long des micropieux est respectivement de 9 (L/d=25) et 18 (L/d=50), quel que soit  $\theta$ .

Afin de pouvoir comparer les résultats obtenus par CESAR à ceux obtenus par GOUPEG, on détermine le facteur d'interaction  $\alpha_F$  pour le déplacement vertical en tête des micropieux. Pour déterminer ce facteur, il a fallu calculer le tassement d'un micropieu incliné dans le groupe, et celui d'un micropieu incliné isolé identique à celui du groupe soumis aux mêmes charges axiale et latérale (ceci pour chaque L/d, k et  $\theta$ ). On a donc constitué pour chaque élancement L/d et angle d'inclinaison  $\theta$  un maillage pour le comportement isolé. Il est à noter que, dans GOUPEG, les tassements du pieu isolé sont obtenus à la fin de l'itération "0" (sans prise en considération de l'effet de groupe entre les micropieux du groupe).

Dans le cas L/d = 25, on compare, sur les figures V.20 ( $\theta = 10^\circ$ ), V.21 ( $\theta = 20^\circ$ ) et V.22 ( $\theta = 30^\circ$ ), les facteurs d'interaction calculés par les deux logiciels. On constate, en général, un accord global entre les résultats calculés.

Il est à noter que dans le cas L/d = 25, la meilleur concordance peut être observée lorsque la rigidité relative sol-micropieu est égale à 500, quel que soit l'angle d'inclinaison. Dans tous les cas, les formes des courbes de l'évolution du facteur d'interaction, obtenues par GOUPEG et CESAR-LCPC, sont comparables.

Pour L/d = 50, on compare, sur les figures V.23 ( $\theta = 10^\circ$ ), V.24 ( $\theta = 20^\circ$ ) et V.25 ( $\theta = 30^\circ$ ), les facteurs d'interaction calculés par GOUPEG et CESAR. On constate, comme dans le cas précédent, un accord général entre les résultats calculés.

Pour L/d=50 on constate que l'accord entre les résultats des deux logiciels s'améliore lorsque la rigidité relative sol-micropieu diminue.

## 9. Conclusion

Les résultats obtenus par GOUPEG en prenant en compte des effets de groupe axiaux et latéraux, comme dans le cas des effets de groupe axiaux uniquement, dépendent essentiellement des lois de mobilisation (pour le frottement latéral et de la réaction latérale) et du nombre d'éléments de micropieux du groupe (discrétisation numérique).

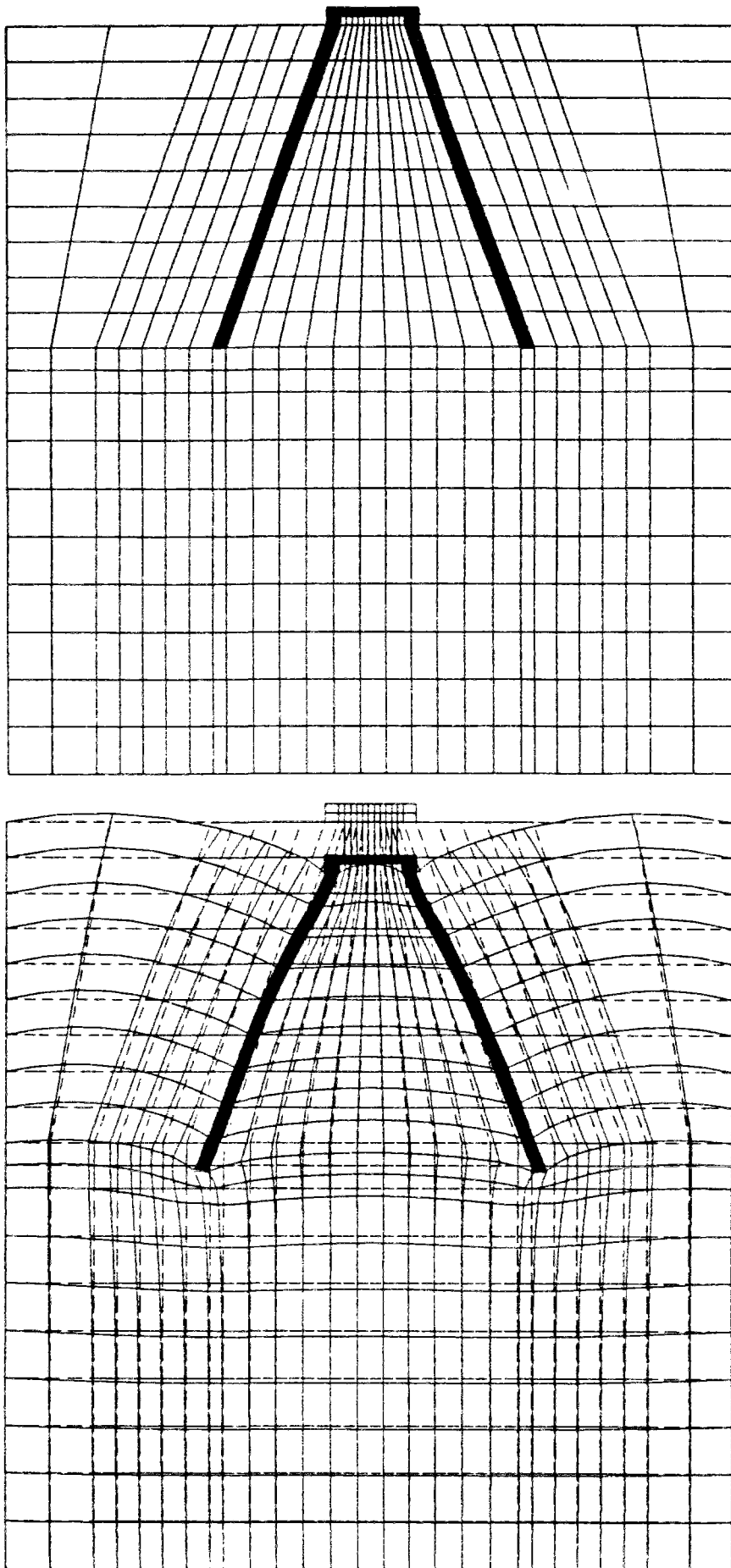


Fig. V.18 : Maillage représentatif et sa déformée pour deux micropieux inclinés par CESAR-LCPC. Cas  $L/d=25$  et  $\theta=20^\circ$

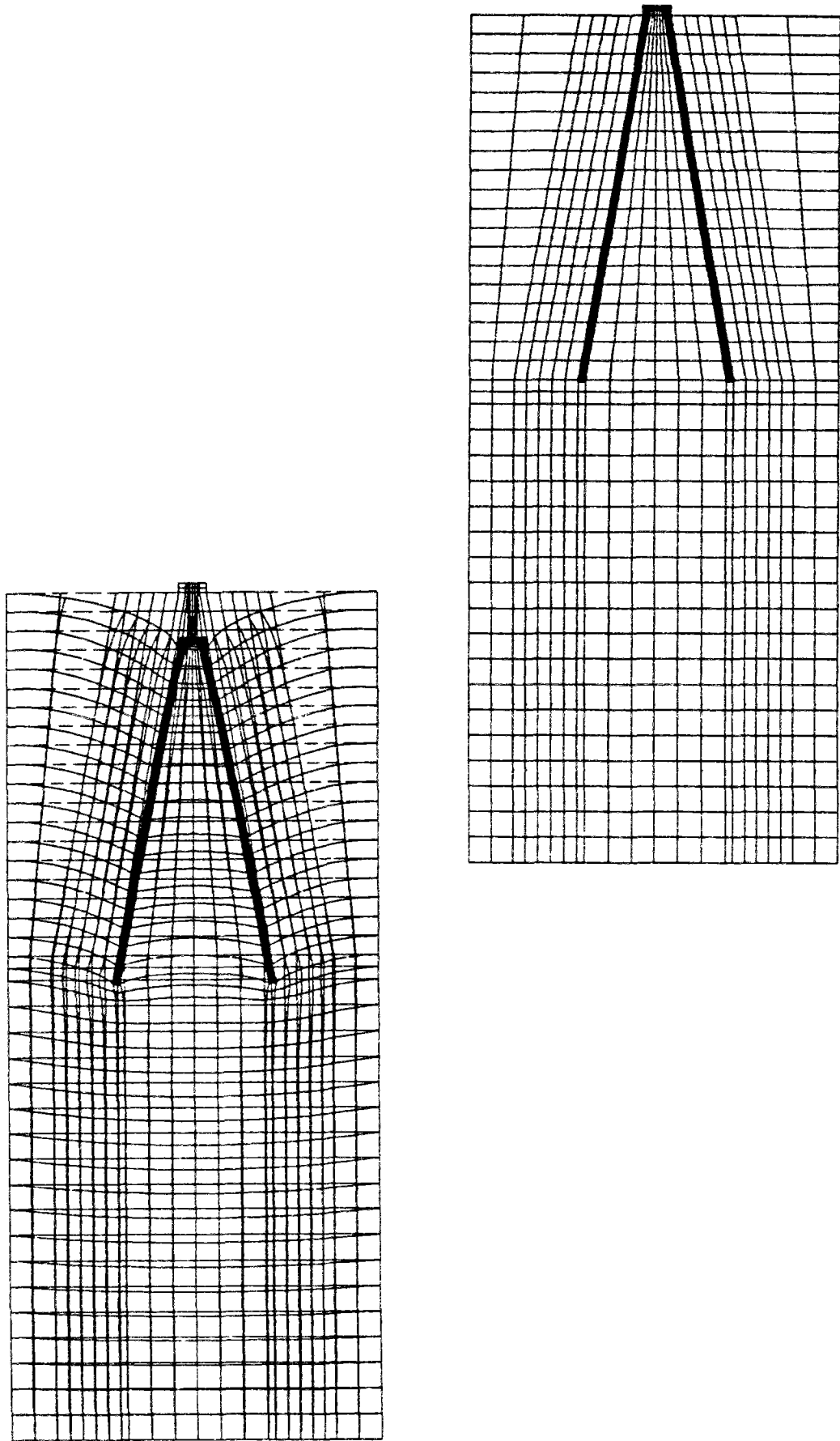


Fig. V.19 : Maillage représentatif et sa déformé pour deux micropieux inclinés par CESAR-LCPC. Cas  $L/d=50$  et  $\theta=10^\circ$

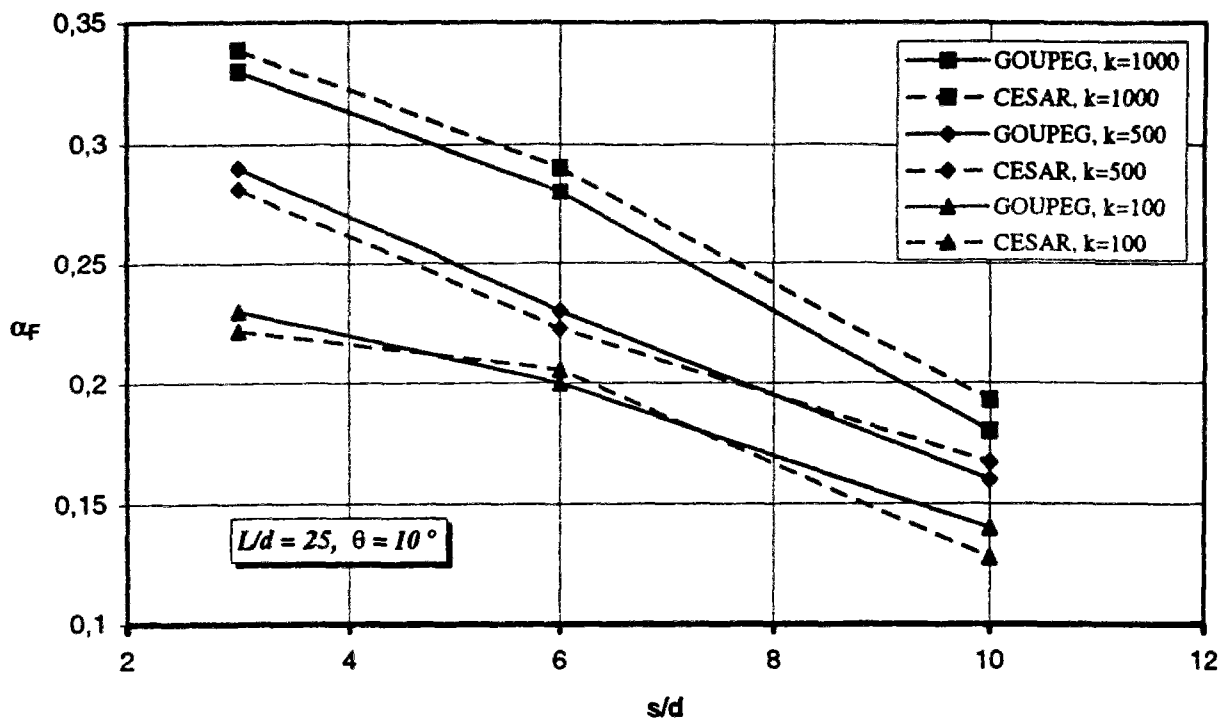


Fig. V.20 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG à ceux calculés par CESAR-LCPC ( $L/d=25, \theta=10^\circ$ )

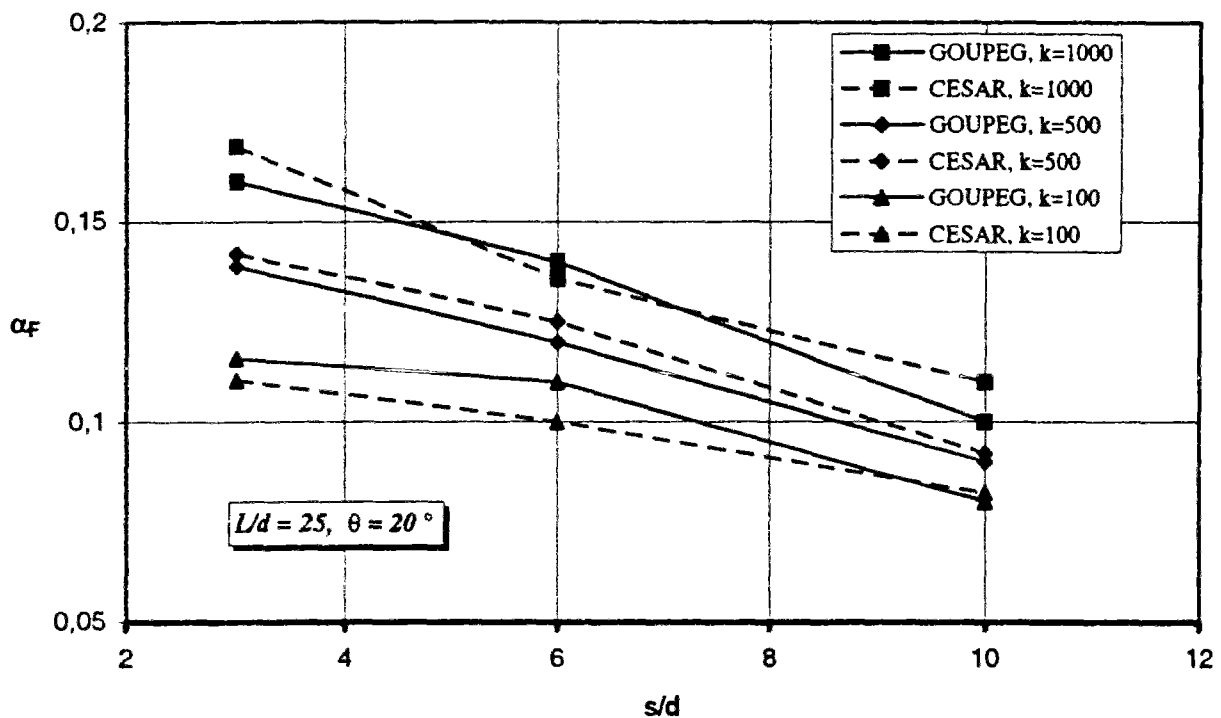


Fig. V.21 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG à ceux calculés par CESAR-LCPC ( $L/d=25, \theta=20^\circ$ )

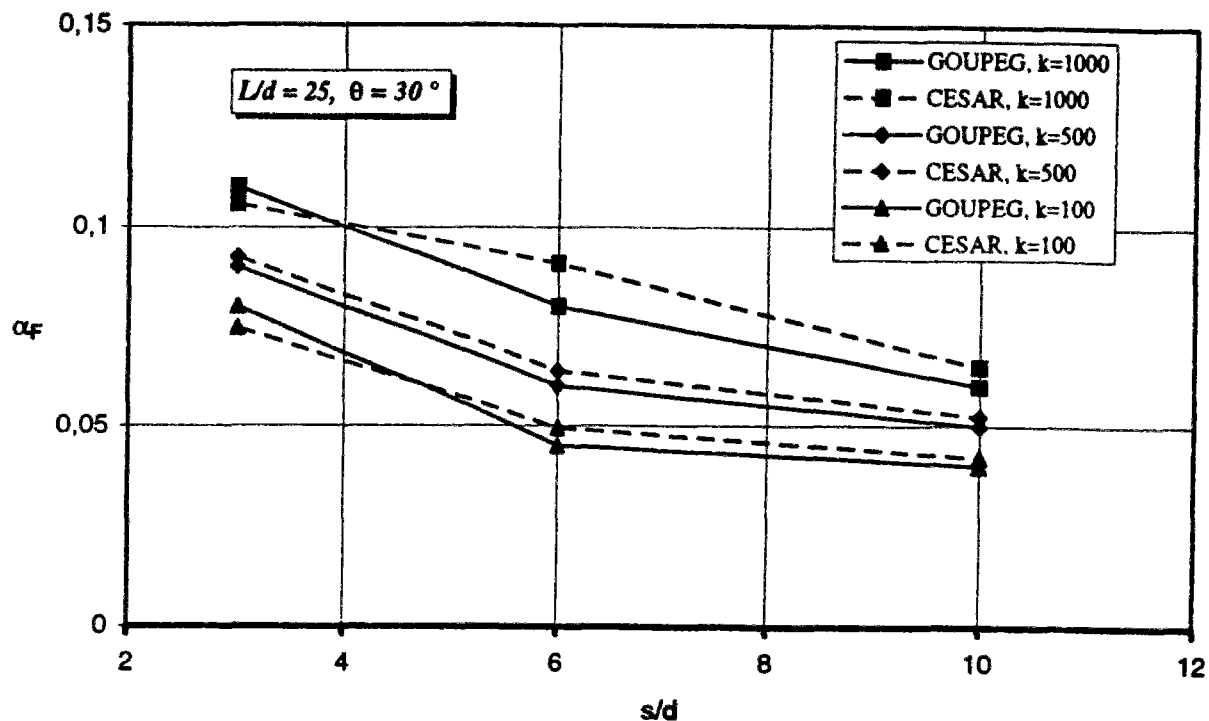


Fig. V.22 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG à ceux calculés par CESAR-LCPC ( $L/d=25, \theta=30^\circ$ )

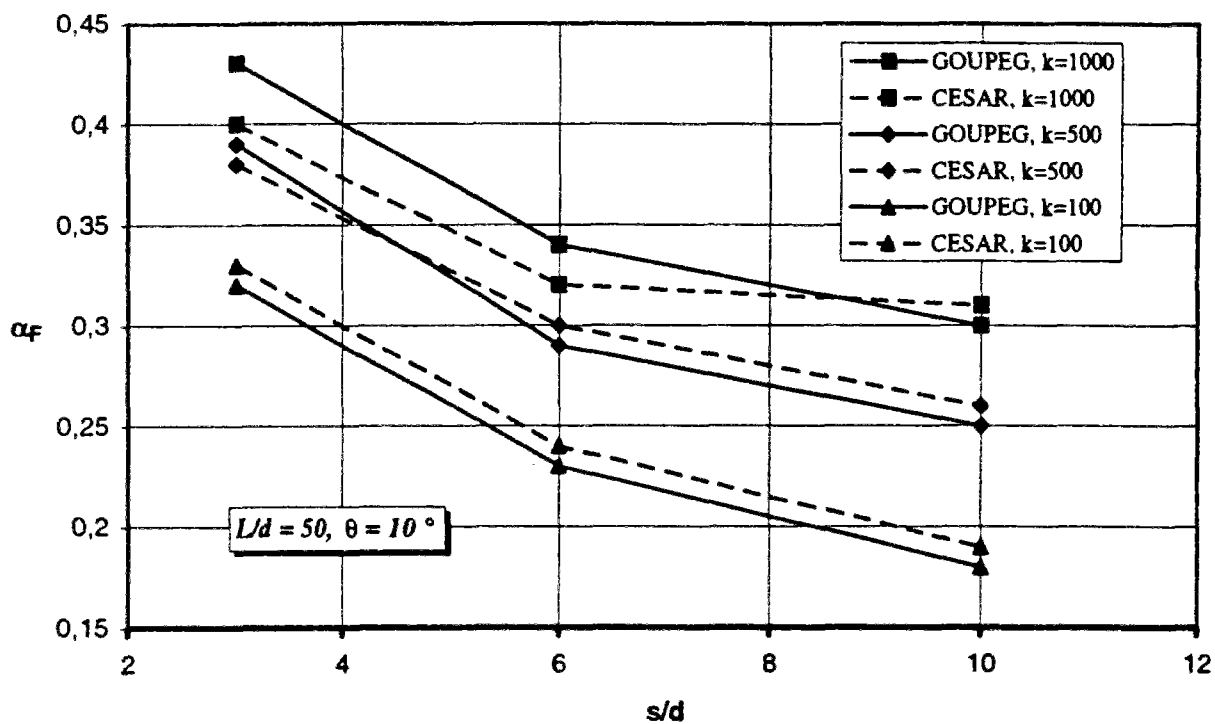


Fig. V.23 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG à ceux calculés par CESAR-LCPC ( $L/d=50, \theta=10^\circ$ )

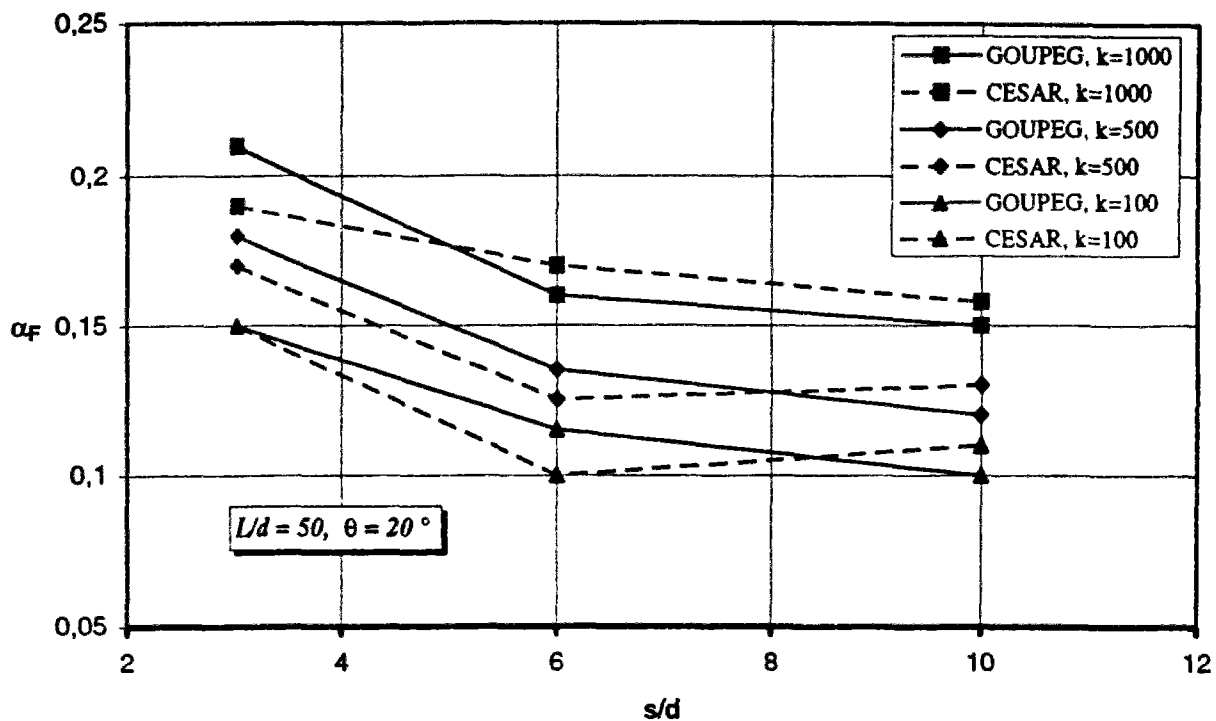


Fig. V.24 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG à ceux calculés par CESAR-LCPC ( $L/d=50, \theta=20^\circ$ )

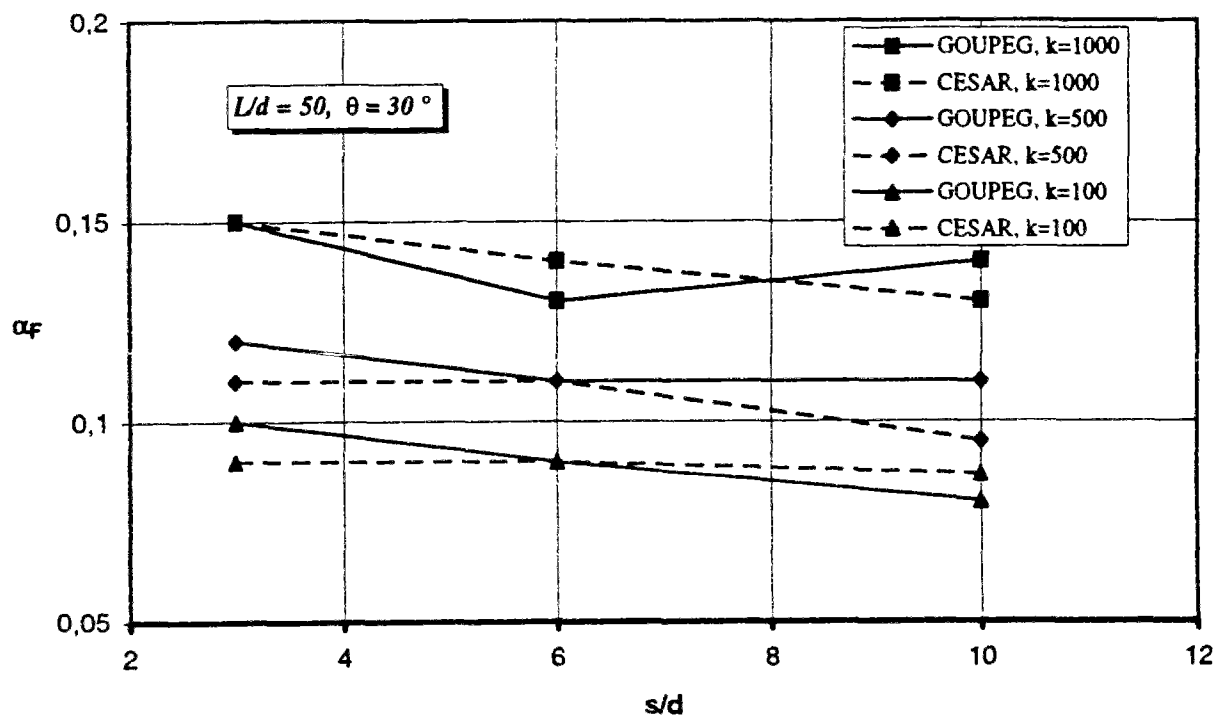


Fig. V.25 : Comparaison des facteurs d'interaction calculés par GOUPEG à ceux calculés par CESAR-LCPC ( $L/d=50, \theta=30^\circ$ )

Ces résultats, dans le cas des micropieux relativement rigides et longs, sont en très bon accord avec les résultats calculés par la méthode du continuum élastique de POULOS.

Les résultats déterminés par GOUPEG sont, en général, comparables à ceux calculés par éléments finis (CESAR-LCPC).





## Conclusion générale

Les études bibliographiques sur les micropieux menées à l'occasion de cette recherche montre que les applications des micropieux pour les fondations et les confortations des structures sont nombreuses et variées et que leur comportement dépend de nombreux facteurs, dont le mode de mise en place et, évidemment, les propriétés géotechniques des sols ainsi que l'arrangement géométrique et la nature des chargements appliqués.

Afin de prévoir les courbes charge-déplacement pour les micropieux sous effort axial, deux ensembles méthodes peuvent être utilisées : les méthodes du continuum élastique et les méthodes "t-z" notamment les méthodes pressiométriques. L'analyse des essais de chargement axial de trois micropieux injectés sous haute pression (de type injection répétitive et sélective IRS) à Ath montre que le modèle trinéaire de mobilisation du frottement latéral de FRANK et ZHAO, à partir du module pressiométrique Ménard  $E_M$  et le modèle bilinéaire basé sur le mécanisme de cisaillement pur d'anneaux concentriques, à partir du module d'Young du sol  $E$ , sont bien adaptés au calcul des déplacements axiaux de ces micropieux. En ce qui concerne le rapport  $E/E_M$  qu'il est nécessaire de connaître afin de pouvoir employer les résultats d'essais pressiométriques Ménards pour les modèles élastiques, les valeurs 10 (cas des sols fins) et 4 (cas des sols granulaires) sont satisfaisantes.

L'interprétation de ces trois essais de micropieux isolés montre également que l'utilisation des deux modèles est conditionnée par une bonne estimation des frottements limites unitaires  $q_s$  ; les règles pressiométriques du FASCICULE 62, Titre V, sous-estiment fortement les frottements limites de micropieux injectés sous haute pression et, la méthode de BUSTAMANTE et DOIX est nettement plus réaliste. Elle surestime, cependant, parfois les frottements limites et, pour certaines profondeurs, les données disponibles pour les essais d'Ath ne nous permettent pas de conclure. La charge limite estimée par la méthode de BUSTAMANTE et DOIX est, en moyenne, trois fois plus grande que celle estimée par les règles du FASCICULE 62, Titre V.

En ce qui concerne la reprise des efforts latéraux, les méthodes classiques considèrent toujours l'élément de fondation profonde comme élastique. Pour les micropieux, cette hypothèse est acceptable jusqu'à la limite élastique du sol en tête du pieu (estimée comme étant la pression de fluage pressiométrique). L'application du modèle "Multizones" tient compte, d'une part, de la non-linéarité du micropieu au cours de l'augmentation de la charge latérale (comportement élasto-plastique), en modifiant progressivement la rigidité à la flexion dans les différentes zones plastifiées du micropieu, et d'autre part, de la non-linéarité du sol, en utilisant la méthode pressiométrique (méthode de fonctions transferts de charge "p-y"). Ce modèle peut déterminer les valeurs de l'effort tranchant, du moment fléchissant et du déplacement le long du micropieu. Il permet, notamment, d'étudier la variation de la position du moment maximal avec l'extension des zones plastifiées des micropieux.

Le programme PILATEP issu du modèle "Multizones" et CESAR-LCPC (poutre sur appuis élastiques), dans les exemples des sables moyennement compact et compact, donnent des résultats comparables tant en ce qui concerne la force de rupture du micropieu que les déplacements horizontaux. Pour les deux types de sables considérés, les limites supérieures et

inférieures des zones plastifiées dans le micropieu, déterminées par ces deux logiciels, sont en bon accord également.

Lors de l'interprétation des essais de modèles réduits de MAHMOUD et BURLEY, avec prise en considération d'un comportement linéaire et non-linéaire du sol, on constate que l'application du modèle "Multizones" donne des résultats plus concordants avec les mesures dans le deuxième cas.

L'application du modèle "Multizones" n'est pas limitée au cas des micropieux ou des pieux circulaires. Il peut s'appliquer à toutes les formes de fondations profondes soumises à des efforts latéraux. Pour ce faire, il suffit de modifier *la courbe adimensionnelle moment-déformation* qui est introduite dans les données du programme PILATEP.

Concernant l'analyse tridimensionnelle des groupes de micropieux sous charges axiales, le modèle "hybride" de type "facteur z" dépendant, d'une part, de la méthode des fonctions de transfert de charge (méthode "t-z") et, d'autre part, du modèle du continuum élastique a été étudié particulièrement et introduit dans le programme GOUPII-LCPC, le nouveau programme s'appelant "GOUPEG". L'influence de ce modèle sur la modification des courbes de mobilisation d'effort et des matrices-transferts est notamment étudiée.

Les résultats obtenus par GOUPEG dépendent essentiellement de la loi de mobilisation du frottement latéral "t-z". On préconise pour les argiles un module d'Young  $E$  égal à  $10E_M$ , pour le calcul d'interaction.

Les tests numériques de GOUPEG, pour un groupe de deux micropieux verticaux, montrent que le nombre de tronçons de micropieux (discrétisation numérique) peut affecter les résultats finaux. Dans les cas  $L/d=10$  et  $L/d=50$ , des longueurs relatives de tronçon  $b/d=2, 2.5$  et  $3.33$  ( $b$  est la longueur du tronçon et  $d$  son diamètre) sont préconisées respectivement pour  $s/d = 4, 6$  et  $8$  ( $s$  est l'entre-axes des micropieux). On constate que les zones les plus influencées par l'effet de groupe sont situées près de la tête et près de la pointe du micropieu. Dans tous les cas, à la profondeur relative  $z/L=0.5$  à  $0.6$ , le frottement latéral est le même que pour un micropieu isolé. Par ailleurs, le processus du calcul de l'interaction, introduit dans GOUPEG, est itératif et ce programme converge, en général, pour l'ensemble des micropieux, à la fin de sa deuxième itération (le test de convergence a lieu en tête des micropieux de groupe).

La comparaison de résultats obtenus par GOUPEG et des méthodes du continuum élastique (POULOS, BANERJEE et RANDOLPH) sont dans l'ensemble très satisfaisante. Dans le cas des micropieux relativement rigides, les résultats sont en très bon accord avec les résultats calculés par les méthodes du continuum élastique, mais pour les micropieux longs et relativement souples, on constate un écart.

GOUPEG donne les résultats intermédiaires entre les résultats calculés par CESAR-LCPC et les résultats calculés par la méthode du continuum élastique de POULOS. Les résultats calculés par CESAR se rapprochent des résultats obtenus par GOUPEG lorsque  $L/d$  passe de la valeur 10 à la valeur 50. Pour  $s/d = 5$ , les résultats calculés par ces deux logiciels sont très proches.

Les interprétations des essais de Rueil-Malmaison, conduites à l'aide du programme GOUPEG, montrent l'importance de la pénétration du coulis d'injection dans les différents sols. Ce phénomène peut complètement changer les caractéristiques mécaniques des terrains

prises pour les calculs. Il est important de pouvoir bien prévoir la section transversale des micropieux afin de déterminer correctement la charge de frottement limite. A cause de la différence de construction entre le micropieu isolé de référence et les micropieux du groupe, la méthode de facteur d'interaction ne donne pas de bons résultats. Par contre, le calcul entier du groupe avec le programme GOUPEG et les données pressiométriques, donne toute satisfaction. Pour analyser des groupes contenant des éléments profonds, le modèle hybride s'avère être un outil très efficace.

Pour la simulation numérique bidimensionnelle des groupes de micropieux chargés axialement et latéralement, le programme GOUPEG a été complété en introduisant le modèle "hybride" de type "facteur y" pour la charge latérale. Le programme tient compte du couplage entre les effets de groupe axiaux et latéraux produit par l'application des formules de MINDLIN. L'influence de ce modèle sur la modification des courbes de mobilisation du frottement latéral et de la réaction latérale, ainsi que les matrices-transfert de charge axiale et en flexion est, notamment, étudiée.

Les tests numériques de GOUPEG pour un élément de base de réseaux de micropieux, à savoir un chevalet, montrent également le rôle du nombre de tronçons de micropieux (discrétisation numérique). Pour des micropieux courts en chevalet  $L/d = 10$ , l'effet de groupe influence toute la longueur et ceci avec un maximum à la profondeur relative  $z/L$  de 0,2 à 0,3 tandis que, pour les micropieux longs  $L/d = 50$ , les zones les plus influencées sont près de la tête et la pointe des micropieux. Par ailleurs, GOUPEG converge pour le chevalet, en général, à la fin de sa deuxième itération (comme pour les groupes de micropieux chargés axialement).

Les comparaisons des résultats de comportement du chevalet calculés par GOUPEG avec ceux obtenus par la méthode du continuum (POULOS) ainsi qu'avec ceux obtenus par la méthode des éléments finis (CESAR-LCPC) sont, en générale, satisfaisantes.



**Annexe A**



## Calcul du tassement d'un pieu isolé, de l'effort de frottement et de l'effort de pointe par la méthode du continuum élastique (POULOS)

### Tassement du pieu

Le tassement en tête du pieu est donné par l'expression (POULOS, 1972a, POULOS et DAVIS, 1990) :

$$\rho = \frac{PI}{E_s d} \quad (\text{A.1})$$

où:

$$\text{pour un pieu flottant} \quad I = I_0 R_k R_h R_v \quad (\text{A.2})$$

$$\text{pour un pieu résistant en pointe} \quad I = I_0 R_k R_b R_v \quad (\text{A.3})$$

avec :

$I_0$  : coefficient d'influence pour un pieu flottant, incompressible, dans un milieu semi-infini homogène et pour  $\nu_s = 0,5$  (Fig. A.1)

$R_k$  : coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu (Fig. A.2)

$R_h$  : coefficient correcteur pour la profondeur du substratum (Fig. A.3)

$R_n$  : coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson (Fig. A.4)

$R_b$  : coefficient correcteur pour la rigidité du substratum (Fig. A.5)

Dans les figures qui suivent  $L$  est la longueur du pieu,  $d$  le diamètre du fût,  $d_b$  le diamètre de pointe,  $k$  est la rigidité relative pieu-sol  $E_p/E_s$ ,  $E_p$  le module d'Young du pieu,  $E_b$  le module d'Young du substratum et  $h$  la profondeur du substratum.

### Frottement latéral et charge de pointe

La charge totale en tête du pieu  $P$  est décomposée en charge de pointe  $P_b$  et frottement latéral total  $P_s$  :

$$P_b = \beta P \quad (\text{A.4})$$

$$P_s = P(1 - \beta) \quad (\text{A.5})$$



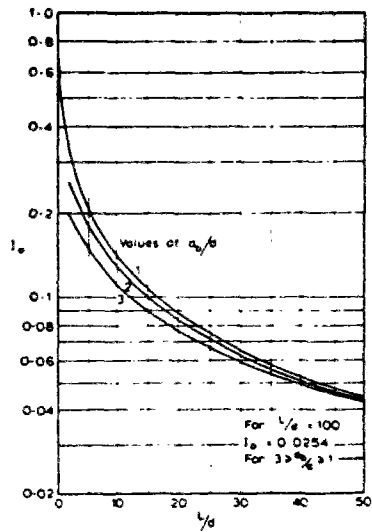


Fig. A.1 : Coefficient d'influence  $I_0$  pour un pieu flottant, incompressible et  $\nu_s=0,5$  (POULOS et DAVIS, 1990)

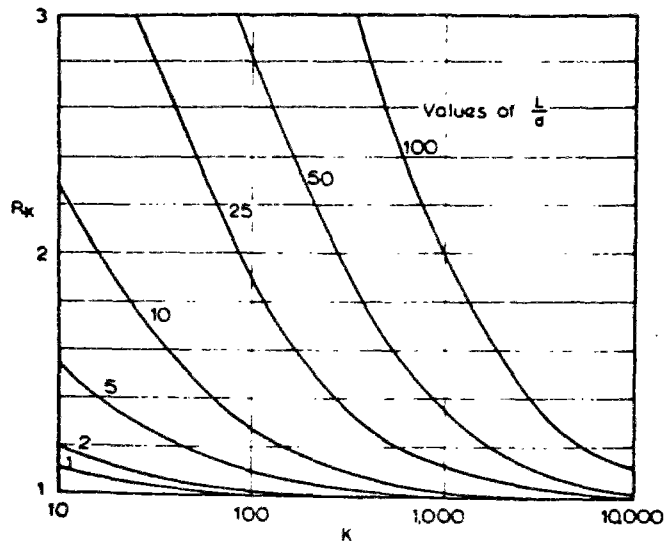


Fig. A.2 : Coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu  $R_k$  (POULOS et DAVIS, 1990)

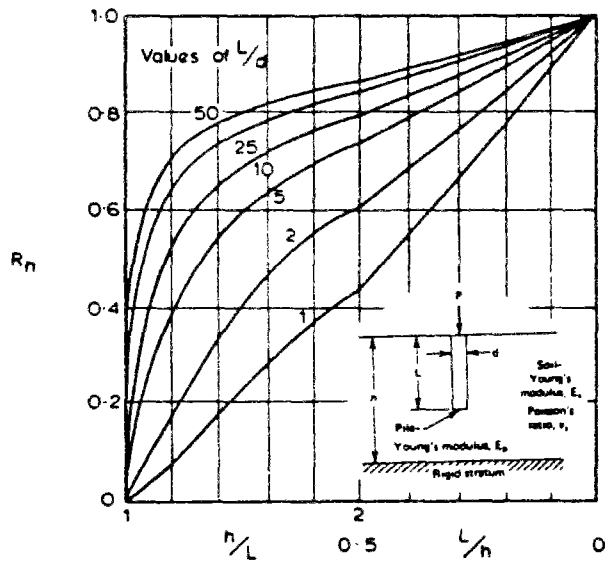


Fig. A.3 : Coefficient correcteur pour la profondeur du substratum  $R_n$  (POULOS et DAVIS, 1990)

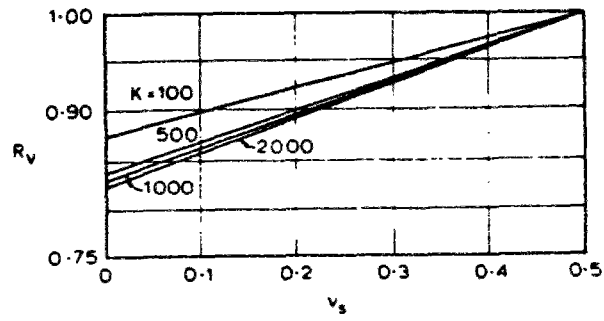


Fig. A.4 : Coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson  $R_v$  (POULOS et DAVIS, 1990)

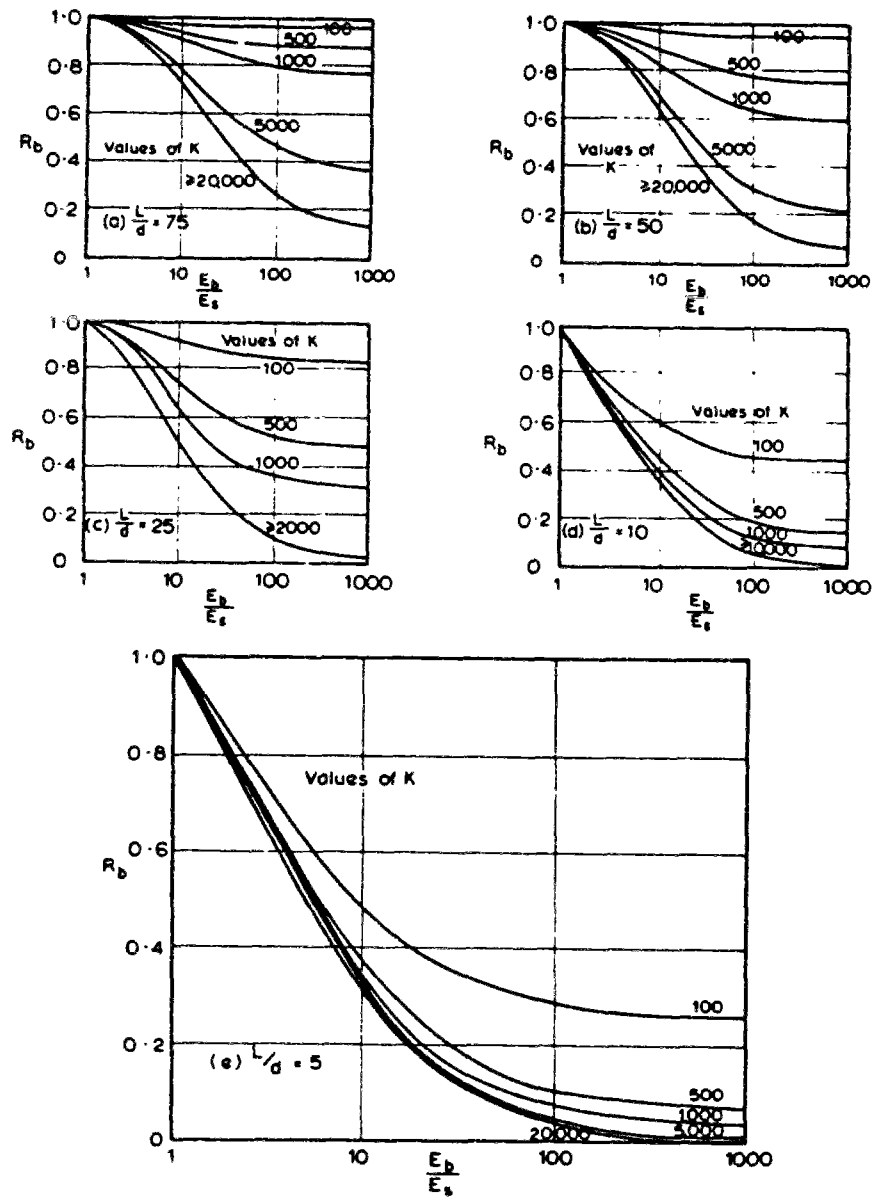


Fig. A.5 : Coefficient correcteur pour la rigidité du substratum  $R_b$  (POULOS et DAVIS, 1990)

où  $\beta$  est la proportion de la charge reprise par la pointe et vaut :

$$\beta = \beta_0 C_k C_v \quad \text{pour un pieu flottant} \quad (\text{A.6})$$

$$\beta = \beta_0 C_k C_b C_v \quad \text{pour un pieu résistant en pointe} \quad (\text{A.7})$$

avec :

$\beta_0$  : proportion de la charge supportée par la pointe d'un pieu flottant, incompressible et pour  $\nu_s = 0,5$  (Fig. A.6)

$C_k$  : coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu (Fig. A.7)

$C_n$  : coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson (Fig. A.8)

$C_b$  : coefficient correcteur pour la rigidité du substratum (Fig. A.9)

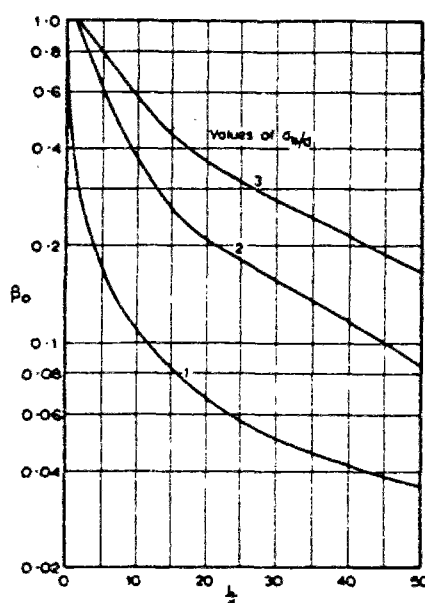


Fig. A.6 : Proportion  $\beta_0$  de la charge en pointe pour un pieu flottant, incompressible et pour  $\nu_s = 0,5$  (POULOS et DAVIS, 1990)

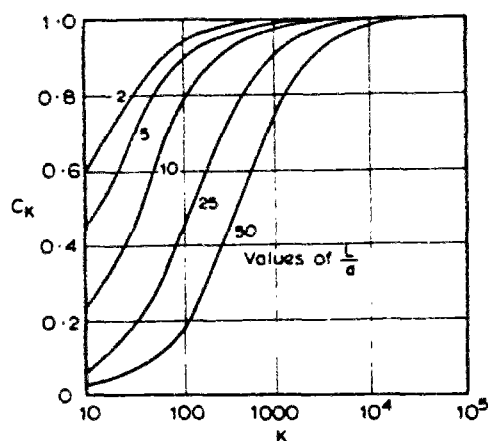


Fig. A.7 : Coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu  $C_k$  (POULOS et DAVIS, 1990)

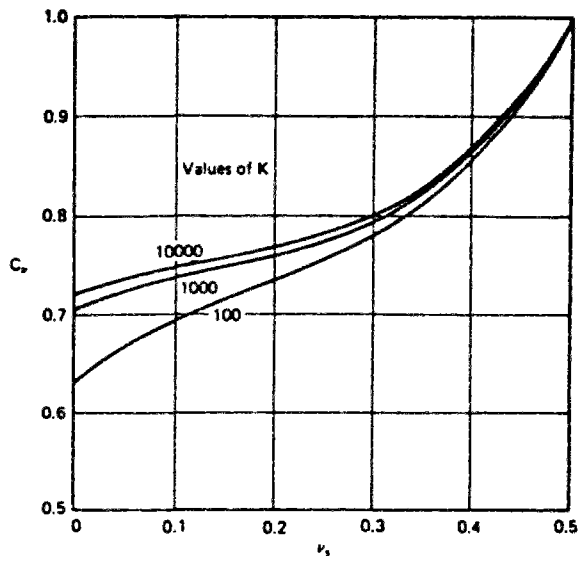


Fig. A.8 : Coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson  $C_v$  (POULOS et DAVIS, 1990)

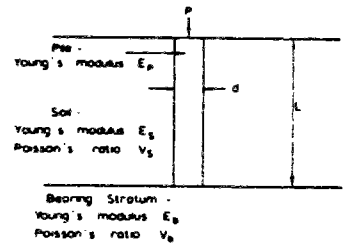
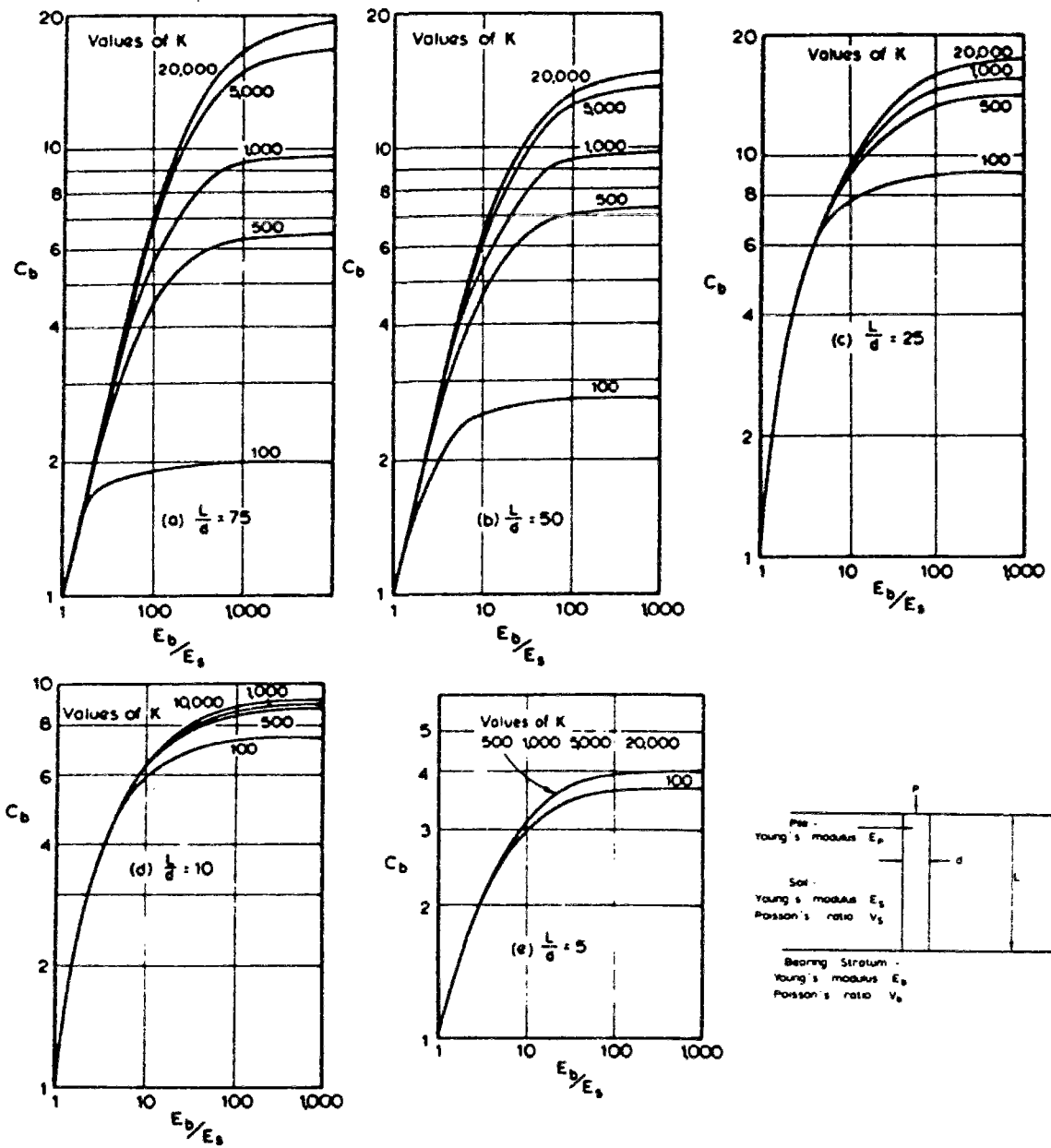


Fig. A.9 : Coefficient correcteur pour la rigidité du substratum  $C_b$  (POULOS et DAVIS, 1990)



**Annexe B**



## Règles du FASCICULE 62, Titre V pour estimer les valeurs limites des courbes "t-z" et "q-z" par essais pressiométriques

Pour l'estimation de la valeur du paramètre  $q_s$  (frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu), on utilise la figure B.1, associée au tableau B.1 (Annexe C.3 du FASCICULE 62, Titre V, 1993, issue des travaux de BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981). La définition des sols : argiles, limons, sables, graves, craies, marnes et roches est donnée au tableau B.2 (Annexe E.1 du FASCICULE 62, Titre V, 1993).

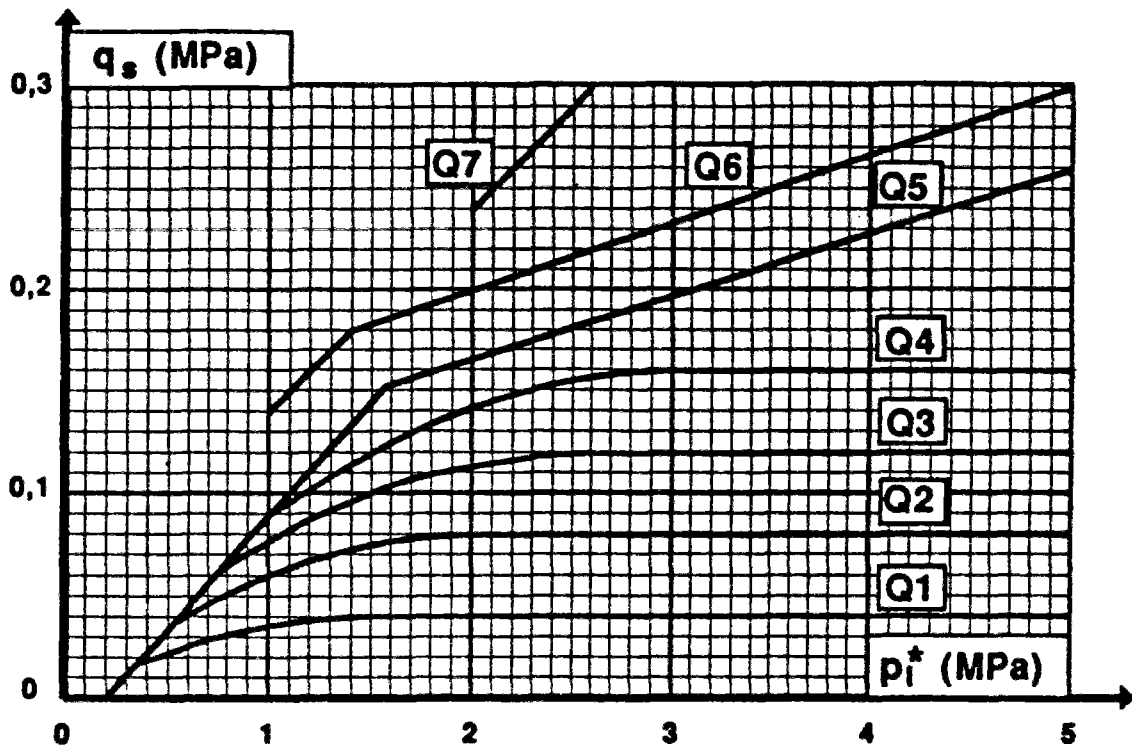


Fig. B.1 : Abaque de détermination du frottement latéral unitaire limite  $q_s$   
(FASCICULE 62, Titre V, 1993)

La contrainte de rupture (effort limite) sous la pointe  $q_l$  est donnée par l'expression suivante (BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981) :

$$q_l = k_p \cdot p_{ie}^* \quad (\text{B.1})$$



	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	-			Q ₁	Q ₂	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₃
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₃
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₁	-
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁	Q ₂		"			Q ₂	Q ₃	-
Puits ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃	-			Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	"			Q ₃	Q ₁	Q ₂
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₂			"			Q ₃	Q ₁	Q ₂
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₁	-
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	"			Q ₃	Q ₁	-
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₁		-
Injecté haute pression ⁽³⁾	-	Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆	-	Q ₆	Q ₆	Q ₅		Q ₁ ⁽¹⁾

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
- (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***)

Tableau B.1 : Choix des abaques pour la détermination de  $q_s$   
( FASCICULE 62, Titre V, 1993)

CLASSE DE SOL		PRESSIONNOMETRE $p_1$ (MPa)	PENETROMETRE $q_c$ (MPa)	
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0	3,0 - 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0	8,0 - 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
CRAIES	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 - 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	-
MARNES MARNO-CALCAIRES	A	Tendres	1,5 - 4,0	-
	B	Compacts	> 4,5	-
ROCHES ⁽¹⁾	A	Altérées	2,5 - 4,0	-
	B	Fragmentées	> 4,5	-

- (1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules préssiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Tableau B.2 : Définition des sols (FASCICULE 62, Titre V, 1993)

$p_{ie}^*$  désigne la "pression limite nette équivalente" qui est calculée, dans le cas d'une formation porteuse homogène, par l'expression (figure B.2) :

$$p_{ie}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) dz \quad \text{avec : } b = \min\{a, h\} \quad (\text{B.2})$$

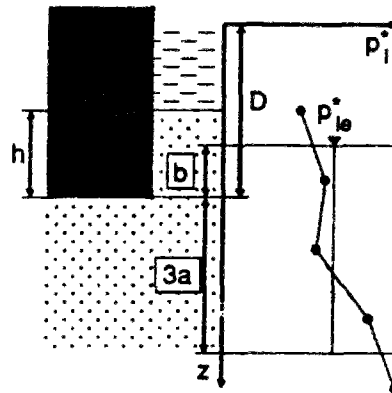


Fig. B.2 : Pression limite nette équivalente (FASCICULE 62, Titre V, 1993)

L'annexe E.2. du FASCICULE 62 précise que :

"a est égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celui-ci est supérieur à 1,00m et à 0,50 m dans le cas contraire. h désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse.  $p_i^*(z)$  est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents  $p_i^*$  mesurés."

"La valeur de  $k_p$ , dit facteur de portance, est fixée par le tableau B.3 (Annexe C.3 du FASCICULE 62, Titre V, 1993) en fonction de la nature de la formation concernée et du mode de mise en oeuvre de l'élément de fondation, quelle que soit la géométrie de la section droite de celui-ci."

Nature des terrains		Éléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en oeuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES ⁽¹⁾ (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de  $k_p$  pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

Tableau B.3 : Valeur du facteur de portance  $k_p$   
(FASCICULE 62, Titre V, 1993)



**Annexe C**



## Les abaques de l'estimation des valeurs du frottement unitaire limite $q_s$ (méthode de BUSTAMANTE et DOIX, 1985)

SOLS	Mode d'injection	
	IRS*	IGU**
Grave Grave sableuse Sable graveleux Sable grossier Sable moyen Sable fin Sable limoneux	SG.1	SG.2
Limon Argile	AL.1	AL.2
Marne Marno-calcaire Craie altérée ou fragmentée	MC.1	MC.2
Rocher altéré ou fragmenté	$\geq R.1$	$\geq R.2$

* : avec  $p_i \geq p_c$     ** : avec  $0,5 p_i < p_c < p_i$

Tableau C.1 : Choix des abaques de calcul de frottement unitaire limite  $q_s$   
(BUSTAMANTE et DOIX, 1985)

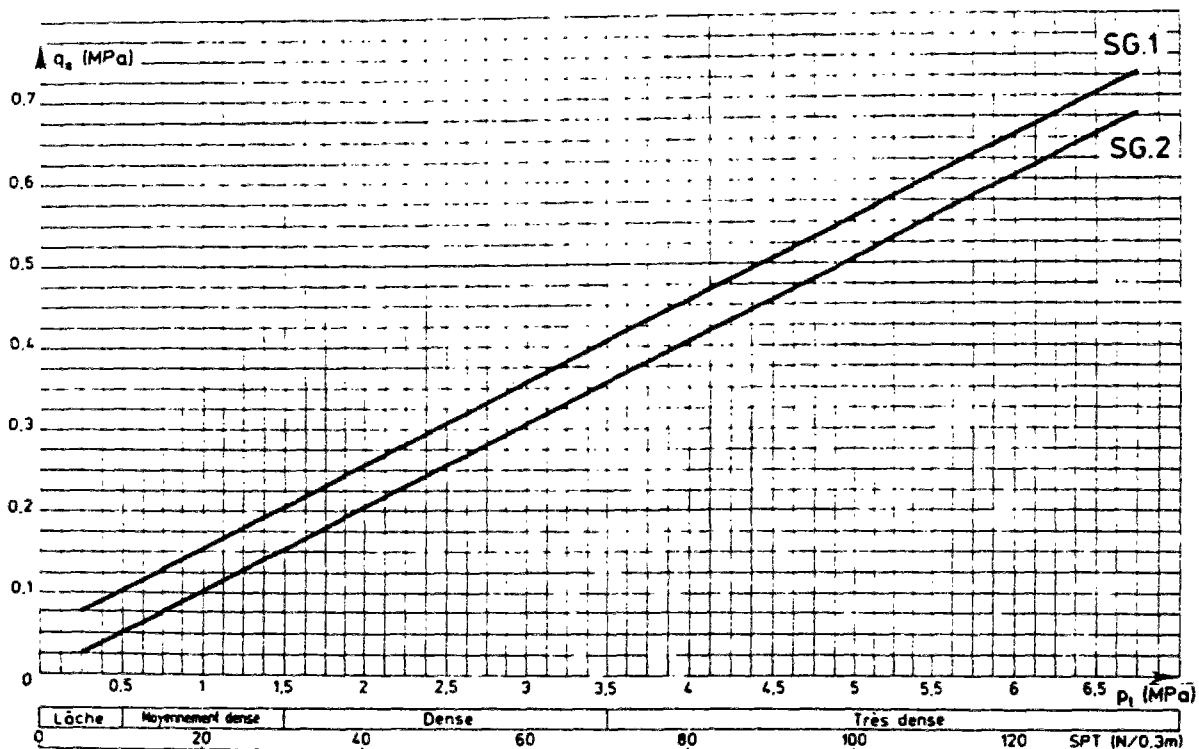


Fig. C.1 : Valeurs de  $q_s$  pour les sables et gravés  
(BUSTAMANTE et DOIX, 1985)

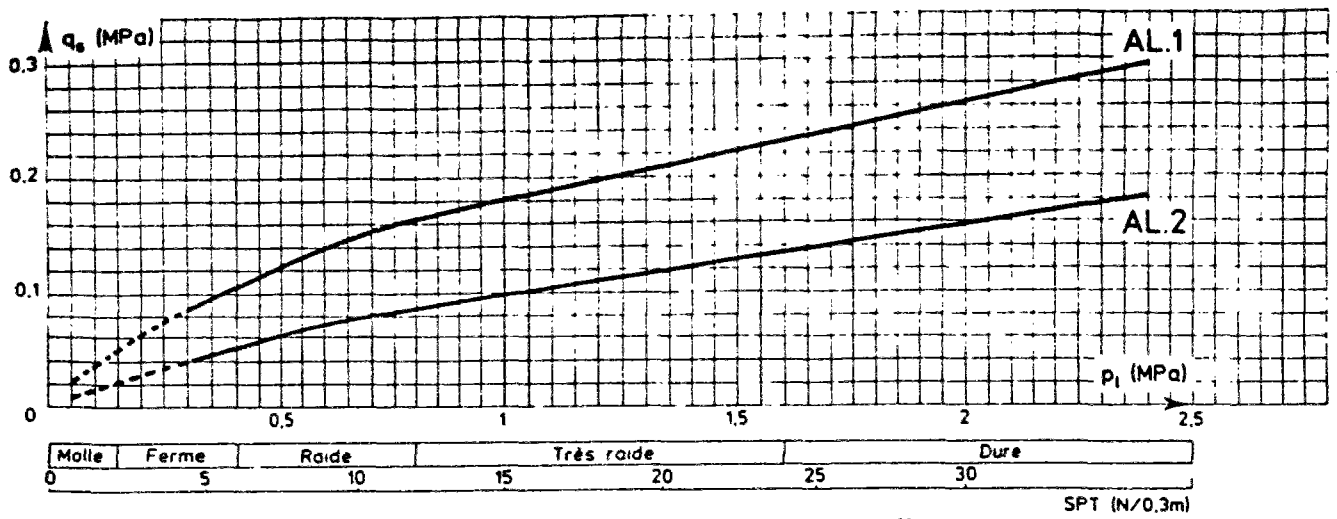


Fig. C.2 : Valeurs de  $q_s$  pour les argiles et limons (BUSTAMANTE et DOIX, 1985)

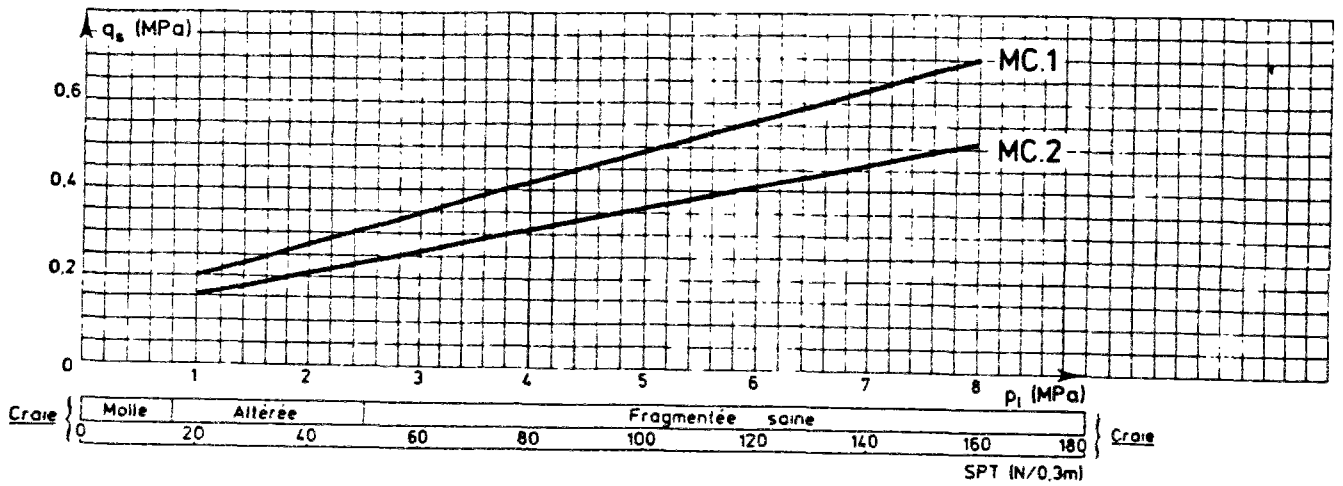


Fig. C.3 : Valeurs de  $q_s$  pour les craies, marne et marno-calcaires (BUSTAMANTE et DOIX, 1985)

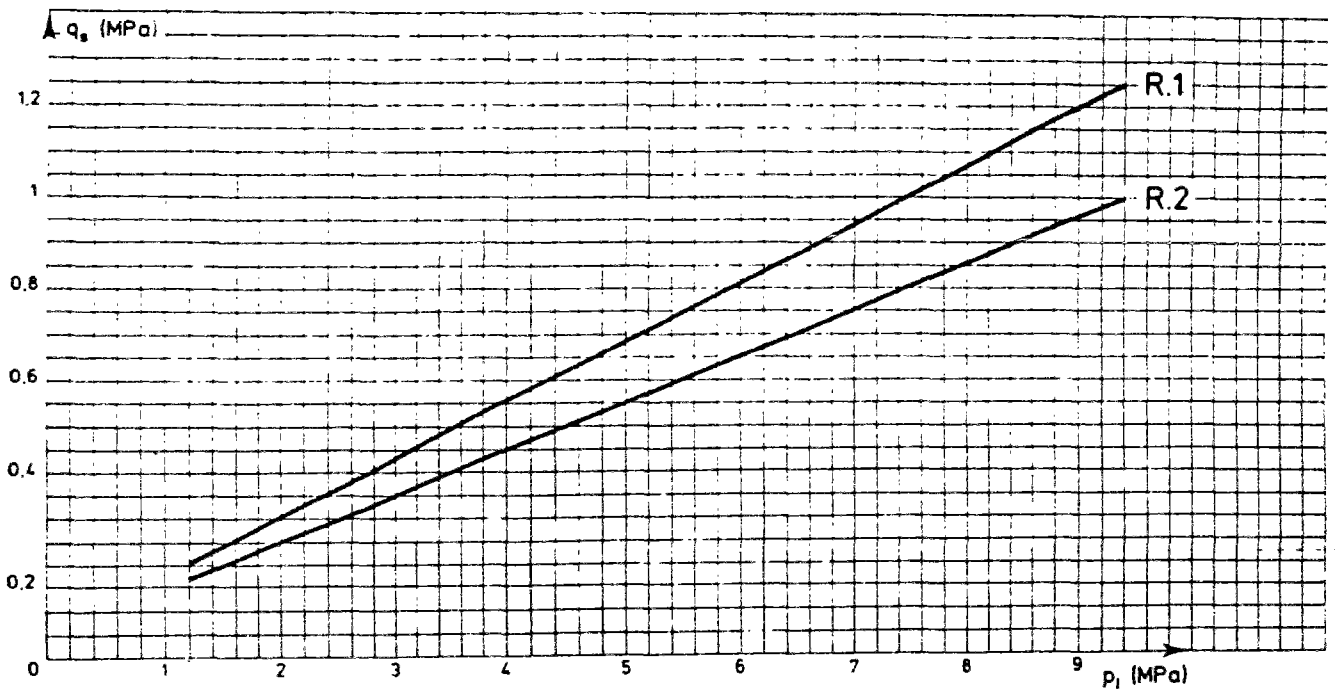


Fig. C.4 : Valeurs de  $q_s$  pour le rocher altéré et fragmenté (BUSTAMANTE et DOIX, 1985)

**Annexe D**





## Règles du FASCICULE 62, Titre V pour estimer les valeurs limites des courbes "t-z" et "q-z" par essais pénétrométriques (CPT)

Selon le FASCICULE 62, Titre V (1993) la valeur du frottement latéral unitaire limite  $q_s$  est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s = \min\left(\frac{q_c}{\beta}, q_{s,max}\right) \quad (D.1)$$

où  $q_c$  est la résistance de cône mesurée au pénétromètre à la profondeur considérée et  $\beta$  et  $q_{s,max}$  sont donnés par le tableau D.1 en fonction du type de l'élément de fondation (pieu) et de la nature du terrains (sol) ( Annexe C.4 du FASCICULE 62, Titre V, 1993).

Les frottements sont négligés pour les valeurs  $q_c < 1$  MPa.

Il est à noter que La classification proposée pour les sols est également celle définie au tableau B.1.

		ARGILES - LIMONS					SABLES - GRAVES			CRAIES (***) HORS D'EAU	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	$\beta$	-	-	75 ⁽¹⁾	-	-	200	200	200	125	80
	$q_{s,max}$ (kPa)	15	40	80 ⁽¹⁾	40	80 ⁽¹⁾	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	$\beta$	-	100	100 ⁽²⁾	-	100 ⁽²⁾	250	250	300	125	100
	$q_{s,max}$ (kPa)	15	40	60 ⁽²⁾	40	80 ⁽²⁾	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	$\beta$	-	120		150		300	300	300	125	100
	$q_{s,max}$ (kPa)	15	40		80		-	-	120	40	80
Battu préfabriqué béton	$\beta$	-	75		-		150	150	150	125	100
	$q_{s,max}$ (kPa)	15	80		80		-	-	120	40	80

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Forage à sec, tube non louvoyé.

Tableau D.1 : Choix du coefficient  $\beta$  et de  $q_{s,max}$   
(FASCICULE 62, Titre V, 1993)

La contrainte de rupture (effort limite) sous la pointe ( $q_u$ ) est donnée par l'expression suivante (FASCICULE 62, Titre V, 1993, Annexe C.4) :

$$q_u = k_c \cdot q_{cc} \quad (D.2)$$

$q_{cc}$  désigne la résistance de cône (de pointe) lissée équivalente. Dans le cas d'une formation porteuse homogène, elle est calculée par l'expression (Fig. D.1) :

$$q_{cc} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad \text{avec : } b = \min \{a, h\} \quad (D.3)$$

où  $a$  et  $h$  ont la même définition que pour le Pressiomètre,  $q_c(z)$  est la résistance de pointe corrigée. "Elle est obtenue :

* en calculant la valeur moyenne  $q_{cm}$  de la résistance de pointe lissée sur la hauteur  $b+3a$  suivant la même formule que ci-dessus.

* en écrêtant, s'il y a lieu, le diagramme  $q_c(z)$  à la valeur  $1.3q_{cm}$ ." (Annexe E.2 du FASCICULE 62, Titre V, 1993)

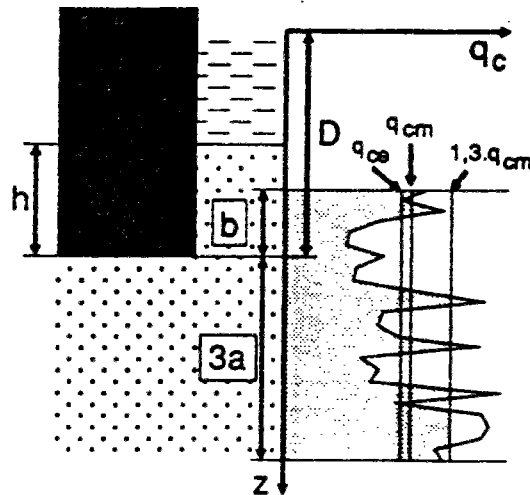


Fig. D.1 : Résistance de cône lissée équivalente (FASCICULE 62, Titre V, 1993)

La valeur de  $k_c$ , dit facteur de portance, est fixée par le tableau D.2 "en fonction de la nature de la formation concernée et de mode de mise en oeuvre de l'élément de fondation."

NATURE DES TERRAINS		ELEMENTS MIS EN OEUVRE SANS REFOULEMENT DU SOL	ELEMENTS MIS EN OEUVRE AVEC REFOULEMENT DU SOL
ARGILES - LIMONS	A	0,35	0,45
	B		
	C		
SABLES - GRAVES	A	0,20	0,50
	B		0,45
	C		0,40
CRAIES	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,40

Tableau D.2 : Valeurs du facteur de portance  $k_c$  (FASCICULE 62, Titre V, 1993)

**Annexe E**

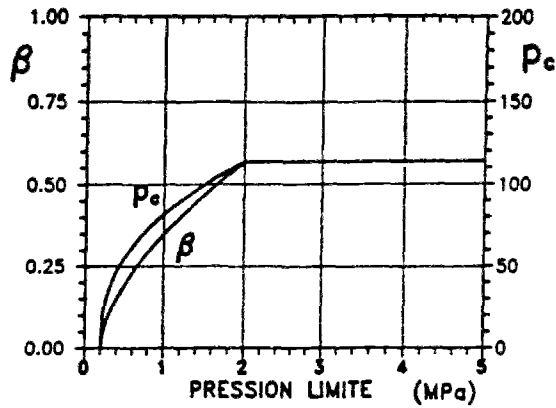


## Abaques de l'estimation des valeurs du frottement unitaire limite $q_s$ (essais phicométriques)

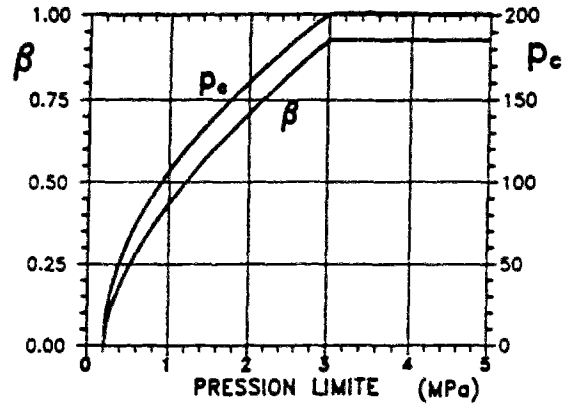
Le choix des abaques des figures E.1 et E.2, pour  $\beta$  et  $p_c$ , se fait à l'aide du tableau E.1 en fonction du type d'inclusion et de la nature marno-calcaire ou non du sol. Outre son origine géologique, un sol n'est classé dans la catégorie marno-calcaire que si son angle  $\phi_i$  est supérieur à  $22^\circ$ . Le même tableau fournit la valeur de  $q_{sp}$  à retenir.

Type de pieu	Sols marno-calcaires et craies avec $\phi_i > 22^\circ$		Autres sols	
	Abaque	$q_{sp}$ (kPa)	Abaque	$q_{sp}$ (kPa)
Foré simple (non réalésé)	MC-1	160	AS-1	60 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\phi_i > 22^\circ$
Foré simple (réalésage et rainurage en fin de forage)	MC-5	300	AS-2	140
Foré boue (non réalésé)	MC-1	160	AS-1	60 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\phi_i > 22^\circ$
Foré boue (réalésage et rainurage en fin de forage)	MC-5	300	AS-3	90 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\phi_i > 22^\circ$
Foré tubé - Tube louvoyé récupéré	MC-1	160	AS-1	60 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\phi_i > 22^\circ$
Foré tubé - Tube récupéré (forage à sec, tube non louvoyé)	MC-2	160	AS-3	90 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\phi_i > 22^\circ$
Foré tubé - perdu	MC-0	120	AS-0	50 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 90 si $\phi_i > 22^\circ$
Puits (parois rugueuses)	MC-3	260	AS-2	140
Métal battu (tube fermé)	MC-2	160	AS-4	90 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\phi_i > 22^\circ$
Battu préfabriqué (fût béton)	MC-2	160	AS-5	140 si $\phi_i > 22^\circ$
Battu moulé	MC-2	160	AS-3	90 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\phi_i > 22^\circ$
Battu enrobé	MC-4	260	AS-6	90 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 180 si $\phi_i > 22^\circ$
Injecté basse pression	MC-6	260	AS-5	90 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 140 si $\phi_i > 22^\circ$
Injecté haute pression	MC-7	300	AS-7	300
Tirants d'ancrage IRS	MC-8	500	AS-8	400 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 550 si $\phi_i > 22^\circ$
Tirants d'ancrage IGU	MC-9	370	AS-9	500
Clou (scellement gravitaire)	MC-10	240	AS-10	400 si $\phi_i \leq 22^\circ$ 300 si $\phi_i > 22^\circ$

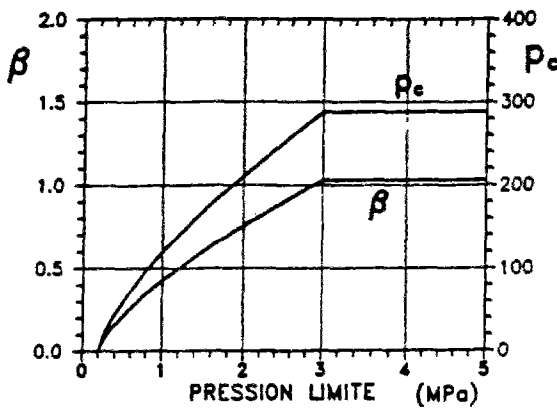
Tableau E.1 : Choix des abaques pour la détermination de  $q_s$   
(PHILIPPONAT et ZERHOUNI, 1992)



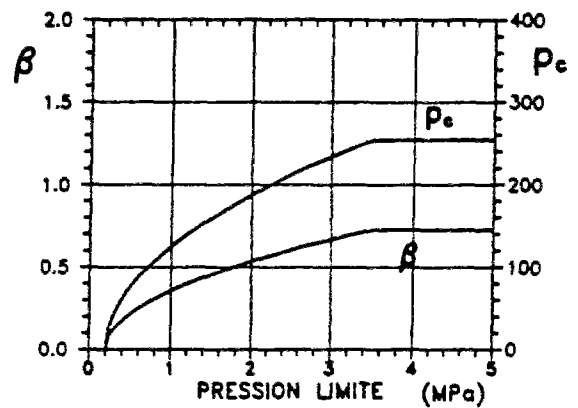
**Abaque MC-0.**  
Foré tubé (tubage perdu).  
Bored cast in place pile with permanent casing.



**Abaque MC-1.**  
Foré simple, foré boue, foré tubé (tubage récupéré).  
Bored cast in place pile with or without bentonite suspension or with temporary casing

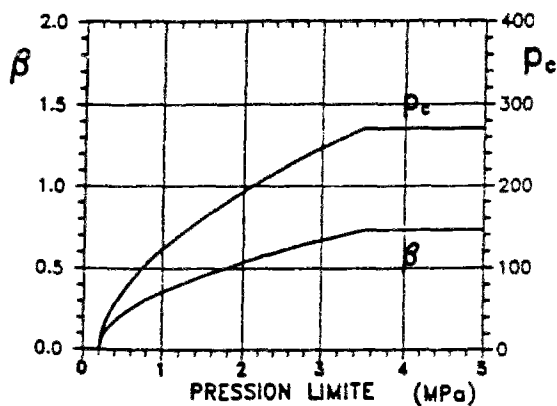


**Abaque MC-2.**  
Battu préfabriqué, métal battu (tube fermé), battu moulé, foré tubé à sec (tubage récupéré).  
Precast concrete driven pile, driven steel pipe with closed shoe, bored cast in place pile with temporary casing above the water table.

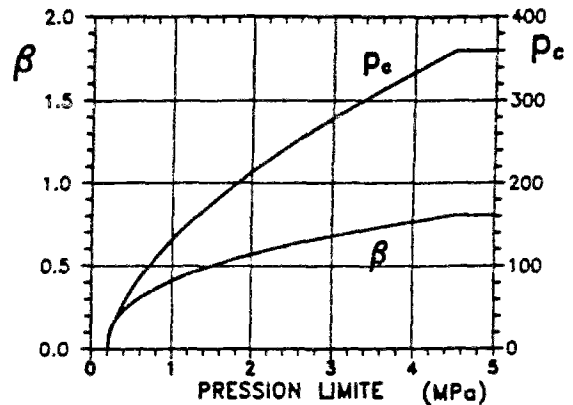


**Abaque MC-3.**  
Puits.  
Hand-dug piers

Sols marno-calcaires, craies :  $\Phi_i > 22^\circ$ .  
Calcareous soils :  $\Phi_i > 22^\circ$ .

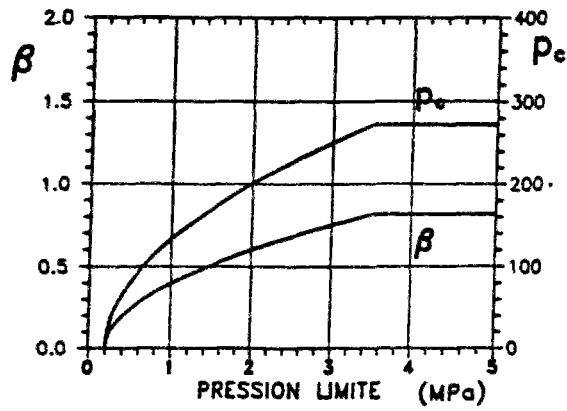


**Abaque MC-4.**  
Battu enrobé.  
Precast steel pile with continuous cast in place concrete lining

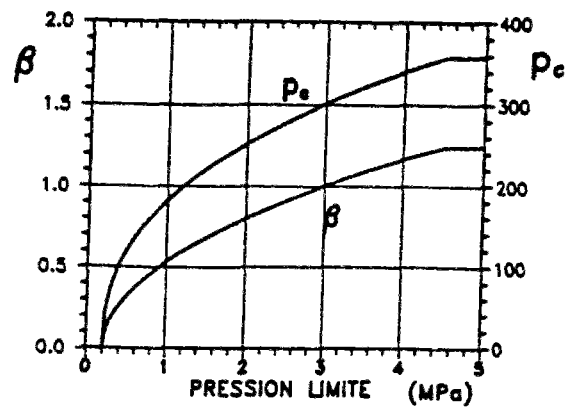


**Abaque MC-5.**  
Foré simple, foré boue (réalésage et rainurage en fin de forage).  
Bored cast in place pile with or without bentonite suspension (rebored and slotted)

Fig. E.1 : Valeurs de  $\beta$  et  $P_c$  selon le tableau E.1  
(PHILIPPONAT et ZERHOUNI, 1992)

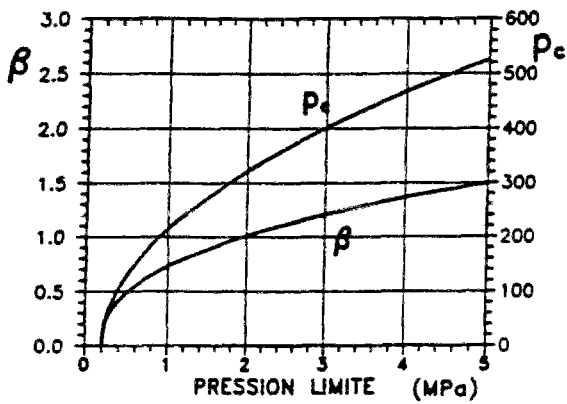


Abaque MC-6.  
Injecté basse pression.  
Load pressure grouted pile.



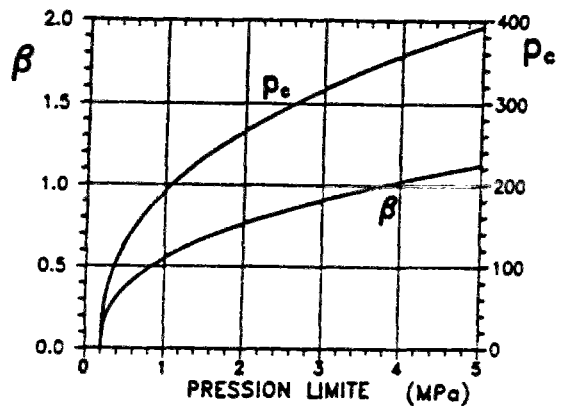
Abaque MC-7.  
Injecté haute pression.  
High pressure grouted pile.

Sols marno-calcaires, craies :  $\Phi, > 22^\circ$ .  
Calcareous soils :  $\Phi, > 22^\circ$



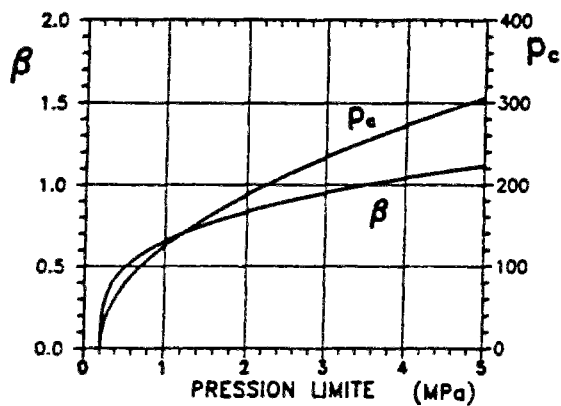
Abaque MC-8.  
Tirant IRS.

Ground anchor, grouted selectively and repetitively



Abaque MC-9.  
Tirant IGU.

Ground anchor, grouted in one go.

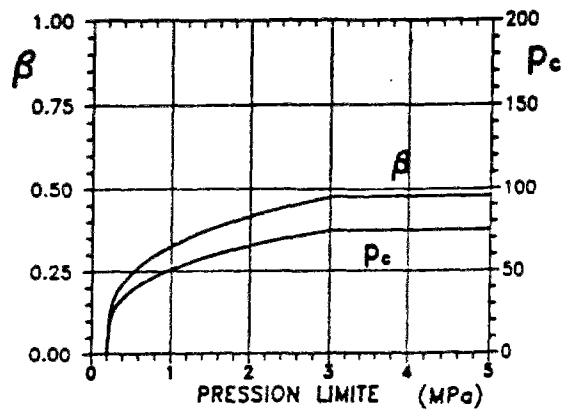


Abaque MC-10. Clous, scellement gravitaire.  
Grout filled nails

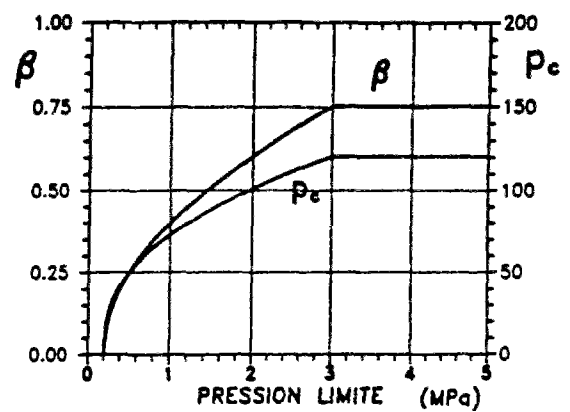
Sols marno-calcaires, craies :  $\Phi, > 22^\circ$ .  
Calcareous soils  $\Phi, > 22^\circ$

Fig. E.1 (suite)

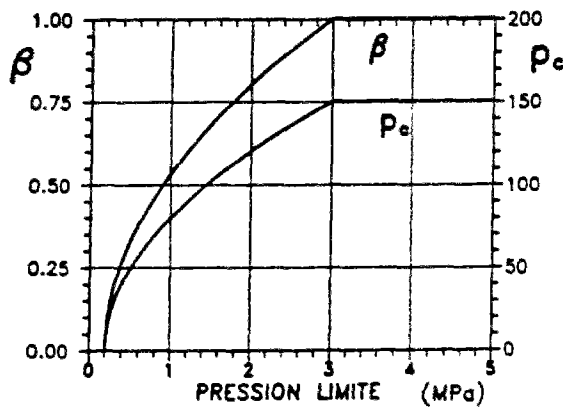




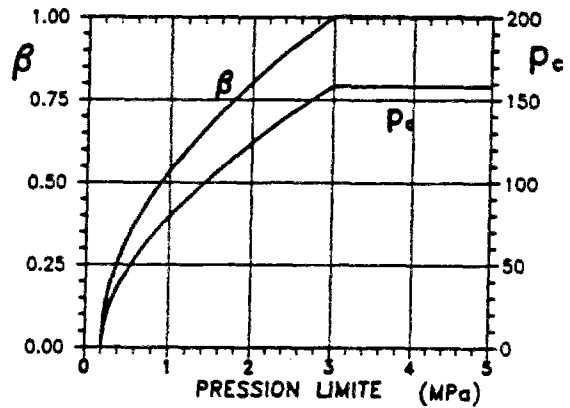
**Abaque AS-0.** Foré tubé (tubage perdu).  
Bored cast in place pile with permanent casing.



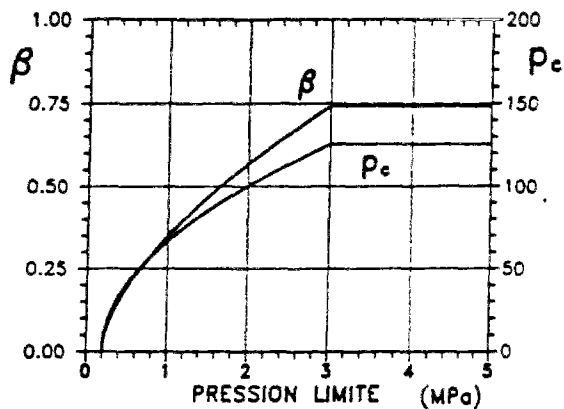
**Abaque AS-1.** Foré simple, foré boue, foré tubé (tubage récupéré).  
Bored cast in place pile with or without bentonite suspension or with temporary casing.



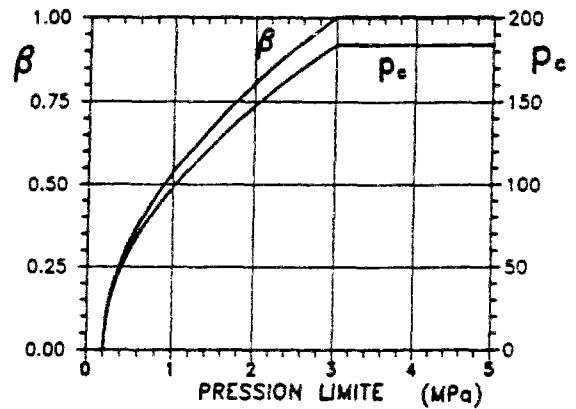
**Abaque AS-2.** Foré simple (réalésage et rainurage en fin de sondage) Puits.  
Bored cast in place pile (rebored and slotted) Hand-dug piers



**Abaque AS-3.** Battu moulé, foré boue (réalésage et rainurage en fin de sondage). Foré tubé à sec (tubage récupéré).  
Driven cast in place pile with temporary casing Bored cast in place through bentonite suspension (rebored and slotted) Bored cast in place with temporary casing above water table

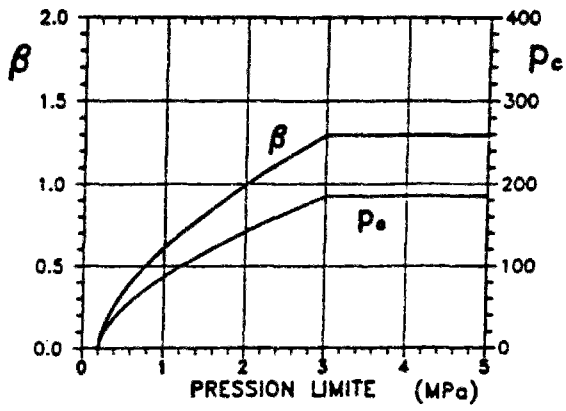


**Abaque AS-4.** Métal battu.  
Driven steel pipe with closed shoe

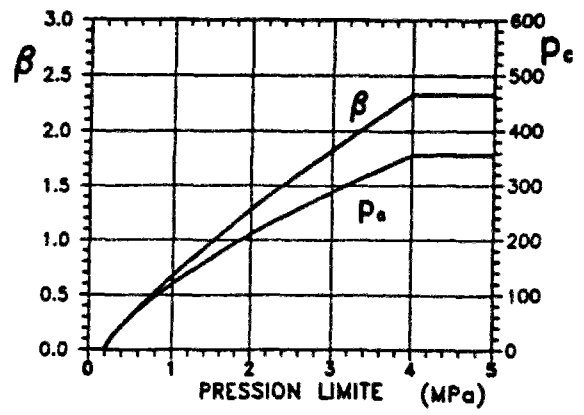


**Abaque AS-5.** Injecté basse pression, battu préfabriqué.  
Load pressure grouted pile. Precast concrete driven pile

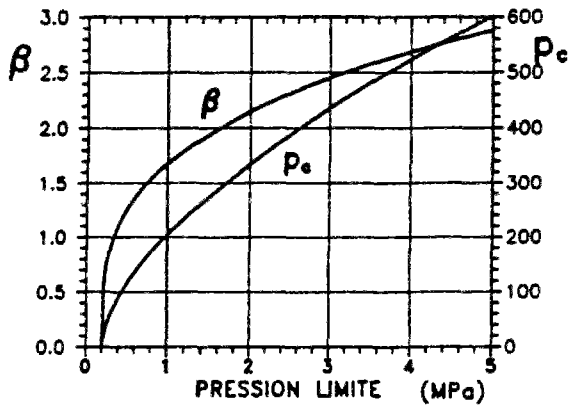
Fig. E.2 : Valeurs de  $\beta$  et  $p_c$  selon le tableau E.1 (PHILIPPONAT et ZERHOUNI, 1992)



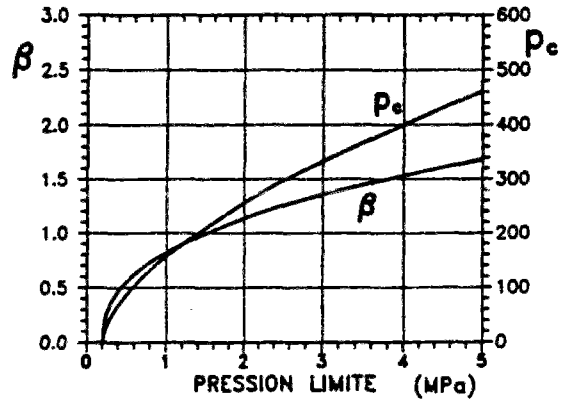
Abaque AS-6.  
Battu enrobé.  
Precast steel pile with continuous cast  
in place concrete lining



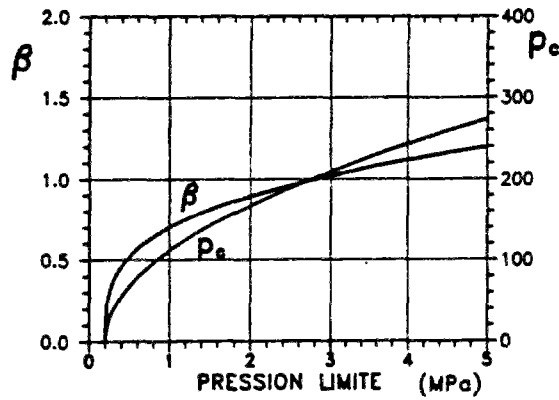
Abaque AS-7.  
Injecté haute pression.  
High pressure grouted pile.



Abaque AS-8.  
Tirant IRS.  
Ground anchor, grouted selectively and repetitively



Abaque AS-9.  
Tirant IGU.  
Ground anchor, grouted in one go



Abaque AS-10.  
Clous, scellement gravitaire.  
Grout filled nails.

Fig. E.2 (suite)



**Annexe F**



## Estimation des valeurs du frottement unitaire limite $q_s$ à partir d'essais de pénétration standard (SPT) et d'essais de laboratoire

### Essai de pénétration standard (SPT)

On trouve un résumé des corrélations suggérées, dans la littérature, entre le frottement latéral unitaire  $q_s$  ( $f_s$ ) et le nombre de coups  $N$  au S.P.T. dans le texte de la conférence RANKINE donnée par POULOS (1989). (Tableau F.1).

Pile type	Soil type	$a$	$\beta$	Remarks	Reference
Driven displacement	Cohesionless	0	2-0	$f_s$ = average value over shaft $\bar{N}$ = average SPT along shaft Halve $f_s$ for small displacement pile	Meyerhof (1956) Shioi & Fukui (1982)
	Cohesionless & cohesive	10	3-3	Pile type not specified $50 \geq N \geq 3$ $f_s \geq 170 \text{ kN/m}^2$	Decourt (1982)
	Cohesive	0	10		Shioi & Fukui (1982)
Cast in place	Cohesionless	30	2-0	$f_s \geq 200 \text{ kN/m}^2$	Yamashita <i>et al.</i> (1987)
		0	5-0		Shioi & Fukui (1982)
	Cohesive	0	5-0	$f_s \geq 150 \text{ kN/m}^2$	Yamashita <i>et al.</i> (1982)
		0	10-0		Shioi & Fukui (1982)
Bored	Cohesionless	0	1-0		Findlay (1984) Shioi & Fukui (1982)
		0	3-3		Wright & Reese (1979)
	Cohesive	0	5-0		Shioi & Fukui (1982)
	Cohesive	10	3-3	Piles cast under pentonite $50 \geq N \geq 3$ $f_s \geq 170 \text{ kN/m}^2$	Decourt (1982)
	Chalk	-125	12-5	$30 > N > 15$ $f_s \geq 250 \text{ kN/m}^2$	After Fletcher & Mizon (1984)

Tableau F.1 : Corrélation entre le frottement latéral limite  $q_s$  ( $f_s$ ) et le nombre de coups  $N$  au S.P.T. où  $f_s = a + bN$  (POULOS, 1989)

Le tableau F.2 (POULOS, 1989) donne quelques corrélations empiriques entre l'effort limite de pointe  $q_l$  ( $f_b$ ) et le nombre de coups  $N$  au S.P.T. POULOS remarque que les pieux moulés dans le sol développent significativement moins de résistance en pointe que les pieux battus.

Pile type	Soil type	K	Remarks	Reference
Driven displacement	Sand	0.45	$N$ = average SPT value in local failure zone	Martin <i>et al.</i> (1987)
	Sand	0.40		Decourt (1982)
	Silt, sandy silt	0.35		Martin <i>et al.</i> (1987)
	Glacial coarse to fine silt deposits	0.25		Thorburn & MacVicar (1971)
	Residual sandy silts	0.25		Decourt (1982)
	Residual clayey silts	0.20		Decourt (1982)
	Clay	0.20		Martin <i>et al.</i> (1987)
	Clay	0.12		Decourt (1982)
	All soils	0.30	For $L/d \geq 5$ If $L/d < 5$ , $K = 0.1 + 0.04 L/d$ (closed-end piles) or $K = 0.06 L/d$ (open-ended piles)	Shioi & Fukui (1982)
Cast in place	Cohesionless		$f_b = 3.0 \text{ MN/m}^2$	Shioi & Fukui (1982)
		0.15	$f_b > 7.5 \text{ MN/m}^2$	Yamashita <i>et al.</i> (1987)
	Cohesive	—	$f_b = 0.09 (1 + 0.16z)$ where $z$ = tip depth (m)	Yamashita <i>et al.</i> (1987)
Bored	Sand	0.1		Shioi & Fukui (1982)
	Clay	0.15		Shioi & Fukui (1982)
	Chalk	0.25 0.20	$N < 30$ $N > 40$	Hobbs (1977)

Tableau F.2 : Corrélation entre l'effort limite de pointe  $q_l$  ( $f_b$ ) et le nombre de coups  $N$  au S.P.T. où  $f_b = K.N$  (POULOS, 1989)

## Essais de laboratoire

Les tableaux F.3 et F.4 (POULOS, 1989) résument les méthodes disponibles pour déterminer le frottement latéral limite  $q_s$  ( $f_s$ ) du fût à l'aide de données de laboratoire pour les pieux battus et forés respectivement.

Soil type	Equation	Remarks	Reference
Clay	$f_s = \alpha c_u$	$\alpha = 1.0$ ( $c_u \leq 25 \text{ kN/m}^2$ ) $\alpha = 0.5$ ( $c_u \geq 70 \text{ kN/m}^2$ ) Linear variation in between  $\alpha = 1.0$ ( $c_u \leq 35 \text{ kN/m}^2$ ) $\alpha = 0.5$ ( $c_u \geq 80 \text{ kN/m}^2$ )  Linear variation in between. Length factor applies for $L/d > 50$  $\alpha = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}}\right)^{0.5} \left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}}\right)^{-0.5}$ for $\left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} \leq 1\right)$  $\alpha = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}}\right)^{0.5} \left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}}\right)^{-0.25}$ for $\left(\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} \geq 1\right)$	API (1984)  Semple & Rigden (1984)  Fleming <i>et al.</i> (1985)
	$f_s = \beta \sigma'_{vc}$	$\beta = (1 - \sin \phi') \tan \phi' (\text{OCR})^{0.5}$	Burland (1973) Meyerhof (1976)
Silica sand	$f_s = \beta \sigma'_{vc}$ ( $f_s > f_{stim}$ )	$\beta = 0.15-0.35$ (compression) $0.10-0.24$ (tension)  $\beta = 0.44$ for $\phi' = 28^\circ$ $0.75$ for $\phi' = 35^\circ$ $1.2$ for $\phi' = 37^\circ$  $\beta = (K/K_0) \cdot K_0 \cdot \tan(\phi \cdot \delta/\phi)$ $\delta/\phi$ depends on interface materials (range 0.5-1.0); $K/K_0$ depends on installation method (range 0.5-2.0). $K_0$ = coefficient of earth pressure at rest, and is a function of OCR	McClelland (1974)  Meyerhof (1976)  Stas & Kulhawy (1984)
Uncemented calcareous sand	$f_s = \beta \sigma'_{vc}$	$\beta = 0.05-0.1$	Poulos (1988d)

Tableau F.3 : Frottement latéral unitaire limite  $q_s$  ( $f_s$ ) pour les pieux battus (POULOS, 1989)

Le tableau F.5 (POULOS, 1989) synthétise diverses méthodes de calcul de l'effort limite de pointe  $q_l$  ( $f_b$ ) à partir de données expérimentales de laboratoire.



Soil type	Equation	Remarks	Reference
Clay	$f_s = \alpha c_u$	$\alpha = 0.45$ (London clay) $\alpha = 0.7$ times value for driven displacement pile	Skempton (1959) Fleming <i>et al.</i> (1985)
	$f_s = K \tan \delta \sigma_v'$	$K$ is lesser of $K_0$ or $0.5(1 + K_0)$ $K/K_0 = 2/3$ to $1$ ; $K_0$ is function of OCR; $\delta$ depends on interface materials	Fleming <i>et al.</i> (1985) Stas and Kulhawy (1984)
Silica sand	$f_s = \beta \sigma_v'$	$\beta = 0.1$ for $\phi' = 33^\circ$ $0.2$ for $\phi' = 35^\circ$ $0.35$ for $\phi' = 37^\circ$	Meyerhof (1976)
		$\beta = F \tan(\phi' - 5^\circ)$ where $F = 0.7$ (compression) & $0.5$ (tension)	Kraft & Lyons (1974)
Uncemented calcareous sand	$f_s = \beta \sigma_v'$ ( $f_s \geq f_{s\text{lim}}$ )	$\beta = 0.5$ to $0.8$ $f_{s\text{lim}} = 60$ to $100 \text{ kN/m}^2$	Poulos (1988d)

Tableau F.4 : Frottement latéral unitaire limite  $q_s$  ( $f_s$ ) pour les pieux forés (POULOS, 1989)

Soil type	Equation	Remarks	Reference
Clay	$f_b = N_c c_{ub}$	$N_c = 9$ for $L/d \geq 3$ $c_{ub}$ = value of $c_u$ in vicinity of pile tip	Skempton (1959)
Silica sand*	$f_b = N_q \sigma_v'$ $\geq f_{b\text{lim}} \dagger$	$N_q = 40$	API (1984)
		$N_q$ plotted against $\phi'$	Berezantzev <i>et al.</i> (1961)
		$N_q$ related to $\phi'$ , relative density and mean effective stress	Fleming <i>et al.</i> (1985)
		$N_q$ from cavity expansion theory, as a function of $\phi'$ and volume compressibility	Vesic (1972)
Uncemented calcareous sand	$f_b = N_q \sigma_v'$ $\geq f_{b\text{lim}}$	$N_q = 20$	Datta <i>et al.</i> (1980)
		Typical range of $N_q = 8-20$	Poulos (1988d)
		$N_q$ determined for reduced value of $\phi'$ (e.g. $18^\circ$ )	Dutt and Ingram (1984)

* For silica and calcareous sands, the above expressions apply for driven piles only.

† Typical limiting values  $f_{b\text{lim}}$  range from  $10-15 \text{ MN/m}^2$  for silica sand, and  $3-5 \text{ MN/m}^2$  for calcareous sand; the latter value depends on soil compressibility (Nauroy *et al.*, 1986).

Tableau F.5 : Effort limite de pointe  $q_l$  ( $f_b$ ) basée sur les données expérimentales de laboratoire (POULOS, 1989)

## **Annexe G**



## Influence de la charge axiale sur la matrice-transfert en flexion pour application du "modèle hybride"

On calcule la matrice-transfert dans le cas où l'influence de l'effort axial sur le comportement en flexion n'est pas négligeable.

Supposons que  $T(z)$  est la force latérale sur la section supérieure du tronçon  $i$  du pieu  $I$  et,  $N(z)$  la force axiale sur la section inférieure de ce tronçon, dont le module d'Young et le moment d'inertie sont respectivement  $E_p$  et  $I_p$  :

$$\text{Comportement élastique :} \quad M(z) = E_p I_p \frac{d^2 u}{dz^2} \quad (G.1)$$

$$\text{Equilibre :} \quad \frac{dT(z)}{dz} = f_{0,Li}(f - u) \quad (G.2)$$

$$T(z) = \frac{dM(z)}{dz} \quad (G.3)$$

où  $M(z)$  représente le moment fléchissant. En combinant ces trois équations à l'équation (V.26), on obtient l'équation différentielle générale pour le tronçon  $i$  (à l'itération 0), chargé à la fois axialement et latéralement.

$$E_p I_p \frac{d^4 u}{dz^4} - N(z) \frac{d^2 u}{dz^2} - d \cdot [(a_m)_{0,Li} + (b_m)_{0,Li} \cdot (f - u)] = 0 \quad (G.4)$$

Si  $\lambda_{0L} = \frac{d \cdot (b_m)_{0,Li}}{E_p I_p}$ ,  $\varphi_{0L} = \frac{d \cdot (a_m)_{0,Li}}{E_p I_p}$  et  $\varphi_{1L} = \frac{-1}{2} \frac{N(z)}{E_p I_p}$ , l'équation (G.4) s'écrit :

$$\frac{d^4 u}{dz^4} + 2\varphi_{1L} \frac{d^2 u}{dz^2} + \lambda_{0L} \cdot u = \lambda_{0L} \cdot f + \varphi_{0L} \quad (G.5)$$

A chaque itération la valeur de  $\lambda_{1L}$  varie, vu le changement de la pente de la courbe de mobilisation de la réaction latérale. Par exemple, pour l'itération 1 :

$$\lambda_{iL} = \frac{d.(b_m)_{iLi}}{E_p I_p} = \frac{\lambda_{oL}}{(\omega_{iL})_1} \quad (G.6)$$

L'équation homogène correspondant à l'équation (G.5) possède comme équation caractéristique associée (équation bicarrée) :

$$r^4 + 2\varphi_{iL} \cdot r^2 + \lambda_{oL} = 0 \quad (G.7)$$

dont les quatre racines complexes sont :

$$\alpha_0, \beta_0, \gamma_0 \text{ et } \delta_0 = \pm \sqrt{-\varphi_{iL} \pm \sqrt{\Omega}} \quad \text{avec : } \Omega = \varphi_{iL}^2 - \lambda_{oL} \quad (G.8)$$

En posant  $\alpha_0 = \sqrt{-\varphi_{iL} + \sqrt{\Omega}}$  et  $\beta_0 = -\sqrt{-\varphi_{iL} - \sqrt{\Omega}}$ , on peut écrire simplement les quatre solutions de l'équation homogène à l'équation (G.5) à l'itération 0 :

$$\text{Solution 1 : } u_{\text{hom},0}(z) = \lambda_0 \cdot e^{\alpha_0 z} + \mu_0 \cdot e^{-\alpha_0 z} + \nu_0 \cdot e^{\beta_0 z} + \pi_0 \cdot e^{-\beta_0 z} \quad (G.9)$$

$$\text{Solution 2 : } u_{\text{hom},0}(z) = (\lambda_0 z + \mu_0) \cdot e^{\alpha_0 z} + (\nu_0 z + \pi_0) \cdot e^{-\alpha_0 z} \quad (G.10)$$

$$\text{Solution 3 : } u_{\text{hom},0}(z) = \lambda_0 \cdot e^{\alpha_0 z} + \mu_0 \cdot e^{-\alpha_0 z} + \nu_0 \cdot z + \pi_0 \quad (G.11)$$

$$\text{Solution 4 : } u_{\text{hom},0}(z) = \lambda_0 \cdot z^3 + \mu_0 \cdot z^2 + \nu_0 \cdot z + \pi_0 \quad (G.12)$$

Il est à noter que  $u_{\text{hom},0}(z)$  est à priori complexe, mais le problème étant physique, la solution est en fait réelle et donc sa partie imaginaire est nulle. ce qui peut être mathématiquement vérifié pour chaque type de solution.

Une solution particulière de l'équation (G.5) avec le second membre est notée  $u_{\text{par},0}(z)$ . Cette dernière équation a pour transformée de Laplace :

$$P(p) \cdot u(p) = \lambda_{oL} \cdot F(p) + \frac{\varphi_{oL}}{p} \quad (G.13)$$

où  $P(p) = p^4 + 2\varphi_{iL} \cdot p^2 + \lambda_{oL}$  est le polynôme caractéristique de cette équation, égal à zéro pour  $\pm\alpha_0$  et  $\pm\beta_0$ . Ici aussi, on a quatre solutions (tableau G.1).

Solution	Solution N°	$\Omega$	$\alpha_0$ et $\beta_0$
non-dégénérée	1	$> 0$	deux réels ou imaginaires ou l'un réel et l'autre imaginaire
		$< 0$	$\beta_0 = \bar{\alpha}_0$
dégénérée	2	0	$\alpha_0 = \beta_0$ , deux racines doubles opposées
	3	0	$\lambda_{0L} = 0 \Rightarrow \beta_0 = 0$ , une racine double nulle
	4	0	$\lambda_{0L} = \varphi_{1L} = 0 \Rightarrow \alpha_0 = \beta_0 = 0$ , une racine quadruple nulle

Tableau G.1 : Différents types de solution du polynôme caractéristique

La solution particulière de l'équation avec second membre est la transformée de Laplace inverse de l'équation (G.13) en  $p$ .

$$u(p) = \frac{\lambda_{0L}}{P(p)} \left[ F(p) + \frac{\phi_{0L}}{p} \right] \quad (G.14)$$

avec  $\phi_{0L} = \varphi_{0L}/\lambda_{0L}$ , et donc la solution particulière est :

$$u_{\text{par},0}(z) = \lambda_{0L} \int_0^z \varphi(z-t) \cdot [f(t) + \phi_{0L}] dt = \lambda_{0L} \int_0^z \varphi(t) \cdot [f(z-t) + \phi_{0L}] dt \quad (G.15)$$

On considère pour le déplacement latéral libre du sol une variation linéaire avec la profondeur  $f(z) = p + q \cdot z$ .

$$\begin{aligned} u_{\text{par},0}(z) &= \lambda_{0L} \int_0^z \varphi(t) \cdot (p + qz + \phi_{0L}) dt \\ &= \lambda_{0L} \cdot (p + \phi_{0L}) \int_0^z \varphi(t) dt + q \cdot \lambda_{0L} \int_0^z \left[ \int_0^z \varphi(r) dr \right] dt \\ &= \lambda_{0L} \cdot (f_0 + \phi_{0L}) \int \varphi + \lambda_{0L} \cdot g(f) \iint \varphi \end{aligned} \quad (G.16)$$

où  $\int \varphi$  représente symboliquement  $\int_0^z \varphi(t) dt$ .

**Remarque :** On constate que  $\lambda_{0L}$  influencé par les itérations du modèle "hybride" (voir équation G.6), peut directement influencer les solutions particulières.

Le vecteur  $U_{\text{par},0}(z)$ , c'est-à-dire la cinquième colonne de la matrice-transfert (voir plus loin), s'écrit :

$$U_{\text{par},0}(z) = \begin{bmatrix} u_{\text{par},0}(z) \\ u'_{\text{par},0}(z) \\ u''_{\text{par},0}(z) \\ u'''_{\text{par},0}(z) \end{bmatrix} = \lambda_{0L} \cdot \begin{bmatrix} (p + \phi_{0L}) \int \phi + q \int \int \phi \\ (p + \phi_{0L}) \phi + q \int \phi \\ (p + \phi_{0L}) \phi' + q \cdot \phi \\ (p + \phi_{0L}) \phi'' + q \cdot \phi' \end{bmatrix} \quad (\text{G.17})$$

Pour les quatre solutions précédentes, on peut calculer les dérivées et les intégrales de  $\phi$  afin qu'elles soient toutes nulles pour  $z = 0$ .

La solution générale de l'équation différentielle (G.4) est la somme des solutions homogènes et particulières.

$$u_0(z) = u_{\text{hom},0}(z) + u_{\text{par},0}(z) \quad (\text{G.18})$$

On écrit la forme précédente, rassemblant les solutions homogènes et particulières, sous une forme matricielle avec ses dérivées :

$$\begin{bmatrix} u_0(z) \\ \theta_0(z) \\ M_0(z) \\ T_0(z) \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & E_p I_p & 0 \\ 0 & N(z) & 0 & -E_p I_p \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} R \cdot \begin{bmatrix} u_{\text{par},0}(z) \\ u'_{\text{par},0}(z) \\ u''_{\text{par},0}(z) \\ u'''_{\text{par},0}(z) \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{\text{hom},0}(z) \\ u'_{\text{hom},0}(z) \\ u''_{\text{hom},0}(z) \\ u'''_{\text{hom},0}(z) \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\text{G.19})$$

avec :

$$R = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & E_p I_p & 0 \\ 0 & N(z) & 0 & -E_p I_p \end{bmatrix} \quad (\text{G.20})$$

D'après les équations (G.9) à (G.12) la solution homogène (avec quatre constantes d'intégration) s'écrit :

$$u(z) = \lambda_0 \cdot g_1(z) + \mu_0 \cdot g_2(z) + \nu_0 \cdot g_3(z) + \pi_0 \cdot g_4(z) \quad (\text{G.21})$$

où les fonctions  $g_n(z)$  peuvent aisément être calculées pour chacune de ces solutions. En posant :

$$K(z) = \begin{bmatrix} g_1 & g_2 & g_3 & g_4 \\ g_1' & g_2' & g_3' & g_4' \\ g_1'' & g_2'' & g_3'' & g_4'' \\ g_1''' & g_2''' & g_3''' & g_4''' \end{bmatrix} \quad (G.22)$$

$$\begin{bmatrix} u_0(z) \\ \theta_0(z) \\ M_0(z) \\ T_0(z) \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R & R.U_{\text{par},0}(z) \\ 0 & 1 \end{bmatrix}_{5 \times 5} \begin{bmatrix} K(z) & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}_{5 \times 5} \begin{bmatrix} \lambda_0 \\ \mu_0 \\ \nu_0 \\ \pi_0 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (G.23)$$

$$V_{z,0} = B_{0,i}(z).G_{0,i}(z).A_0 \quad (G.24)$$

Pour déterminer les constantes d'intégration, on utilise le vecteur d'état en tête du tronçon  $i$ , c'est-à-dire pour  $z = 0$  :

$$A_0 = G_{0,i}^{-1}(z=0).B_{0,i}^{-1}(z=0).V_{z=0,0} \quad (G.25)$$

où  $A_0$  est le vecteur contenant les constantes d'intégration à l'itération 0 et  $V_{z=0,0}$  le vecteur d'état en tête du tronçon  $i$ .

On peut relier le vecteur d'état en tête avec celui à la profondeur  $z$ ,  $V_{z,0}$  par :

$$V_{z,0} = B_{0,i}(z).G_{0,i}(z).G_{0,i}^{-1}(z=0).B_{0,i}^{-1}(z=0).V_{z=0,0} \quad (G.26)$$

$$\begin{bmatrix} u_0(z) \\ \theta_0(z) \\ M_0(z) \\ T_0(z) \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R.K(z).K^{-1}(z=0).R^{-1} & R.U_{\text{par},0}(z) \\ 0 & 1 \end{bmatrix}_{5 \times 5} \begin{bmatrix} u_0(z=0) \\ \theta_0(z=0) \\ M_0(z=0) \\ T_0(z=0) \\ 1 \end{bmatrix} \quad (G.27)$$

A cette itération, on calcule la matrice-transfert  $T_{0,i}$  du tronçon.



$$\begin{aligned}
\mathbf{T}_{0,Li} &= \mathbf{B}_{0,i}(z) \cdot \mathbf{G}_{0,i}(z) \cdot \mathbf{G}_{0,i}^{-1}(z=0) \cdot \mathbf{B}_{0,i}^{-1}(z=0) = \\
&= \left[ \begin{array}{cc} \mathbf{R} \cdot \mathbf{K}(z) \cdot \mathbf{K}^{-1}(z=0) \cdot \mathbf{R}^{-1} & \mathbf{R} \cdot \mathbf{U}_{\text{par},0}(z) \\ 0 & 1 \end{array} \right]_{5 \times 5}
\end{aligned} \tag{G.28}$$

L'influence des itérations du modèle "hybride", sur l'élément  $\mathbf{R} \cdot \mathbf{U}_{\text{par},0}(z)$  de la matrice-transfert a déjà été étudié (voir équation G.17). Pour étudier l'influence sur le premier élément de la matrice, on considère, pour les quatre solutions de l'équation différentielle homogène (G.15), le produit matriciel  $\mathbf{K}(z) \cdot \mathbf{K}^{-1}(z=0)$  :

*Solution 1 :*

$$\begin{aligned}
\mathbf{K}(z) \cdot \mathbf{K}^{-1}(z=0) &= \frac{1}{\alpha_0^2 - \beta_0^2} \left[ \begin{array}{cc} -\beta_0^2 \operatorname{ch}\alpha_0 z + \alpha_0^2 \operatorname{ch}\beta_0 z & -\frac{\beta_0^2}{\alpha_0} \operatorname{sh}\alpha_0 z + \frac{\alpha_0^2}{\beta_0} \operatorname{sh}\beta_0 z \\ -\alpha_0 \cdot \beta_0^2 \operatorname{sh}\alpha z + \beta_0 \cdot \alpha_0^2 \operatorname{sh}\beta z & -\beta_0^2 \operatorname{ch}\alpha_0 z + \alpha_0^2 \operatorname{ch}\beta_0 z \\ -\alpha_0^2 \cdot \beta_0^2 \operatorname{ch}\alpha z + \beta_0^2 \cdot \alpha_0^2 \operatorname{ch}\beta z & -\alpha_0 \cdot \beta_0^2 \operatorname{sh}\alpha z + \beta_0 \cdot \alpha_0^2 \operatorname{sh}\beta z \\ -\alpha_0^3 \cdot \beta_0^2 \operatorname{sh}\alpha z + \beta_0^3 \cdot \alpha_0^2 \operatorname{sh}\beta z & -\alpha_0^2 \cdot \beta_0^2 \operatorname{ch}\alpha z + \beta_0^2 \cdot \alpha_0^2 \operatorname{ch}\beta z \end{array} \right] \\
&\quad \left[ \begin{array}{cc} \operatorname{ch}\alpha_0 z - \operatorname{ch}\beta_0 z & \frac{1}{\alpha_0} \operatorname{sh}\alpha_0 z - \frac{1}{\beta_0} \operatorname{sh}\beta_0 z \\ \alpha_0 \operatorname{sh}\alpha_0 z - \beta_0 \operatorname{sh}\beta_0 z & \operatorname{ch}\alpha_0 z - \operatorname{ch}\beta_0 z \\ \alpha_0^2 \operatorname{ch}\alpha_0 z - \beta_0^2 \operatorname{ch}\beta_0 z & \alpha_0 \operatorname{sh}\alpha_0 z - \beta_0 \operatorname{sh}\beta_0 z \\ \alpha_0^3 \operatorname{sh}\alpha_0 z - \beta_0^3 \operatorname{sh}\beta_0 z & \alpha_0^2 \operatorname{ch}\alpha_0 z - \beta_0^2 \operatorname{ch}\beta_0 z \end{array} \right]_{4 \times 4}
\end{aligned} \tag{G.29}$$

et de même, pour les trois autres solutions.

*Solution 2 :*

$$\mathbf{K}(z) \cdot \mathbf{K}^{-1}(z=0) = \frac{1}{2} \left[ \begin{array}{cc} 2\operatorname{ch}\alpha_0 z - \alpha_0 \cdot z \operatorname{sh}\beta_0 z & \frac{z}{\alpha_0} \operatorname{sh}\alpha_0 z - z \operatorname{ch}\alpha_0 z \\ \alpha_0 \operatorname{sh}\alpha_0 z - \alpha_0^2 \operatorname{ch}\alpha_0 z & 2\operatorname{ch}\alpha_0 z - \alpha_0 \cdot z \operatorname{sh}\beta_0 z \\ -\alpha_0^3 \cdot z \operatorname{sh}\alpha_0 z & \alpha_0 \operatorname{sh}\alpha_0 z - \alpha_0^2 \operatorname{ch}\alpha_0 z \\ \alpha_0^3 \operatorname{sh}\alpha z - \alpha_0^4 \cdot z \operatorname{ch}\alpha_0 z & -\alpha_0^3 \cdot z \operatorname{sh}\alpha_0 z \end{array} \right]$$

$$\left[ \begin{array}{cc}
 \frac{z}{\alpha_0} \operatorname{sh} \alpha_0 z & -\frac{1}{\alpha_0^3} \operatorname{sh} \alpha_0 z + \frac{z}{\alpha_0^2} \operatorname{ch} \alpha_0 z \\
 \frac{1}{\alpha_0} \operatorname{sh} \alpha_0 z + z \operatorname{ch} \alpha_0 z & \frac{z}{\alpha_0} \operatorname{sh} \alpha_0 z \\
 2 \operatorname{ch} \alpha_0 z + \alpha_0 \cdot z \operatorname{sh} \beta_0 z & \frac{1}{\alpha_0} \operatorname{sh} \alpha_0 z + z \operatorname{ch} \alpha_0 z \\
 3 \alpha_0 \operatorname{sh} \alpha_0 z + \alpha_0^2 \operatorname{ch} \alpha_0 z & 2 \operatorname{ch} \alpha_0 z + \alpha_0 \cdot z \operatorname{sh} \beta_0 z
 \end{array} \right]_{4 \times 4} \quad (\text{G.30})$$

*Solution 3 :*

$$K(z) \cdot K^{-1}(z=0) = \left[ \begin{array}{ccc}
 1 & z & \frac{\operatorname{ch} \alpha_0 z - 1}{\alpha_0^2} \quad \frac{\operatorname{sh} \alpha_0 z - \alpha_0 z}{\alpha_0} \\
 0 & 1 & \frac{\operatorname{sh} \alpha_0 z}{\alpha_0} \quad \frac{\operatorname{ch} \alpha_0 z - 1}{\alpha_0} \\
 0 & 0 & \operatorname{ch} \alpha_0 z \quad \frac{\operatorname{sh} \alpha_0 z}{\alpha_0} \\
 0 & 0 & \alpha_0 \operatorname{sh} \alpha_0 z \quad \operatorname{ch} \alpha_0 z
 \end{array} \right]_{4 \times 4} \quad (\text{G.31})$$

*Solution 4 :*

$$K(z) \cdot K^{-1}(z=0) = \left[ \begin{array}{ccc}
 1 & z & \frac{z^2}{2} \quad \frac{z^3}{6} \\
 0 & 1 & z \quad \frac{z^2}{2} \\
 0 & 0 & 1 \quad z \\
 0 & 0 & 0 \quad 1
 \end{array} \right]_{4 \times 4} \quad (\text{G.32})$$

La matrice de la solution 4 est la limite de la matrice de la solution 3 lorsque  $\alpha_0 \rightarrow 0$ . Pour les quatre cas, le produit  $K(z) \cdot K^{-1}(z=0)$  est réel.

On constate dans les trois premières solutions, l'existence de  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  qui sont directement influencés par les itérations du modèle "hybride" (voir équation G.8). Par exemple, ces coefficients à l'itération 1 sont :

$$\alpha_1 = \sqrt{-\varphi_{1L} + \sqrt{-\varphi_{1L} - \lambda_{1L}}} = \sqrt{-\varphi_{1L} + \sqrt{-\varphi_{1L} - \frac{\lambda_{0L}}{(\omega_{Li})_1}}$$

$$= \sqrt{-\varphi_{1L} + \sqrt{-\varphi_{1L} - \frac{\lambda_{0L}}{1 + \sum_{J \neq 1}^J \sum_k (d\delta_L)_{i,J,n} / (d_{Li})_0}}}$$
(G.33)

$$\beta_1 = -\sqrt{-\varphi_{1L} - \sqrt{-\varphi_{1L} - \lambda_{1L}}} = -\sqrt{-\varphi_{1L} - \sqrt{-\varphi_{1L} - \frac{\lambda_{0L}}{(\omega_{Li})_1}}$$

$$= -\sqrt{-\varphi_{1L} - \sqrt{-\varphi_{1L} - \frac{\lambda_{0L}}{1 + \sum_{J \neq 1}^J \sum_k (d\delta_L)_{i,J,n} / (d_{Li})_0}}}$$
(G.34)

Les équations (G.33) et (G.34) montrent comment varient, à chaque itération d'effet de groupe, les matrices-transferts en flexion, sous charge axiale.

Il est à noter qu'à l'itération n, la matrice-transfert  $T_{n,Li}$  dépend de  $\lambda_{nL}$ , lié à  $\lambda_{0L}$  par la formule suivante :

$$\lambda_{nL} = \frac{\lambda_{0L}}{(\omega_{Li})_n} = \frac{d \cdot (b_m)_{n,Li}}{E_p I_p}$$

$$= \frac{1}{E_p I_p} \frac{(b_m)_{0,Li}}{1 + \sum_{J \neq 1}^J \sum_k (d\delta_L)_{i,J,n} / (d_{Li})_0}$$
(G.35)

**Remarque :** Les facteurs modificateurs  $\lambda_{nA}$  et  $\lambda_{nL}$  modifient séparément les matrices-transferts mais, puisqu'ils sont liés avec les facteurs multiplicatifs des courbes de mobilisation d'effort, le *couplage* entre les effort axiaux et latéraux intervient dans leur détermination.

## Références bibliographiques

**AMAR S. (1993)**

"Les micropieux"

Rapport interne, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 22 pages

**AMAR S., CLARKE B.G.F., GAMBIN M.P., ORR T.L. (1991)**

"Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe"

1ère Partie: Pressiomètre Ménard/Pressiomètre Autoforeur

Société internationale de Mécanique des sols et travaux de fondations-Comité Régional Européen n°4

A.A BALKEMA / ROTTERDAM/ BROOKFIELD

**AOUAMEUR A. (1994)**

"Analyse d'un micropieu élasto-plastique, chargé latéralement"

Rapport de projet du D.E.A. de M.S.O.E. de l'Ecole Centrale de Paris sous la direction de

MALEKI K. et FRANK R.

**ARMALEH S. et DESAI C.S. (1987)**

"Load-deformation response of axially loaded piles"

J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 113, N°12, pp. 1483-1500

**ARRIGO et SALAMA(1970)**

"Fondation par 'pieux racines' de la ligne Est-Ouest du RER"

Construction n°1

**ATUKORALA U.D. et BYRNE P.M. (1984)**

"Prediction of P-y curves from pressuremeter tests and finite element analysis"

Soil Mech. Series N° 66, Depart. of Civil Eng., University of British Columbia, Vancouver, Canada

**ATUKORALA U.D. et BYRNE P.M. et SHE J. (1986)**

"Prediction of P-y curves from pressuremeter tests"

Proc. of the Asian Regional Conference on Geotechnical Problems and Practices in Found. Eng., vol. II

**AWAD A. et PETRASOVITS G. (1969)**

"Considerations on the bearing capacity of vertical and battered piles subjected to forces acting in different directions"

Acta Technica, Academiae Scientiarum Hungaricae, vol. 64, pp. 43-57

**AZUAR J.J. et RENAULT J. (1986)**

"Les micropieux"

Rapport, SETRA et la Division des Ouvrages d'Arts du CETE d'Aix-en-Provence, 27 pages

**BAGUELIN F. (1982)**

"Rules of foundation design using self-boring pressuremeter tests results"  
Proc., Sym. on The Pressuremeter and its Marine Application, Paris, pp. 347-360

**BAGUELIN, BUSTAMANTE et FRANK (1986)**

"The pressuremeter for foundations : French experience"  
Proc. of A.S.C.E. Speciality Conf. on Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering,  
Blacksburg, Virginia, pp. 31-46

**BAGUELIN F. et JEZEQUEL J.F. (1972)**

"Etude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement"  
Bull. liaison Labo. P. et Ch., N° 62, pp. 129-170

**BAGUELIN F., FRANK R. et GUEGAN Y. (1976)**

"Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissants des poussées parasites"  
Bull. liaison Labo P. et Ch., N° 84, pp. 113-120.

**BAGUELIN F., FRANK R. et JEZEQUEL J.F. (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, pp.131-136

**BAGUELIN F., FRANK R. et JEZEQUEL J.F. (1982)**

"Parameters for friction piles in Marine Soils"  
2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, University of Texas at Austin, pp. 197-214

**BAGUELIN F., FRANK R. et SAÏD Y.H. (1977)**

- a. "Etude théorique du mécanisme de réaction latérale des pieux"  
Bull. liaison Labo. P. et Ch., N° 92, pp. 35-56
- b. "Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles"  
Géotechnique, vol. 27, N° 3, pp. 405-434

**BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F. et SHIELDS D.H. (1978)**

"The pressuremeter and foundation Engineering"  
Trans Tech. Publication, Clausthal, R.F.A., 617 p.

**BANERJEE P.K. (1970)**

"A contribution to the study of axially loaded pile foundations"  
Ph.D. thesis, University of Southampton, England

**BANERJEE P.K. (1971)**

"Foundation within a finite elastic layer"  
Civil Eng. and Public Works Review, Nov., pp. 1198-1202

**BANERJEE P.K. (1976)**

"Analysis of vertical pile groups embedded in non-homogeneous soil"  
Proc. of 6th Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vienna, Austria, pp. 345-350

**BANERJEE P.K. (1978)**

Chapter 9 : "Analysis of axially and laterally loaded piles groups", pp. 317-346  
Development in Soil Mechanics-1, Ed. by SCOTT C.R., Applied Science Publishers LTD,  
London.

**BANERJEE P.K. et DAVIES T.G. (1977)**

"Analysis of pile groups embedded in Gibson soil"  
Proc. of 9th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, vol. 1, pp. 381-386

**BANERJEE P.K. et DAVIES T.G. (1978)**

"The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in non homogeneous soils"  
Géotechnique, vol. 28, N° 3, pp. 309-326

**BANERJEE P.K. et DAVIES T.G. (1980)**

"Analysis of some reported case histories of laterally loaded groups"  
Proc. of Conf. of Num. Meth. in offshore piling, ICE, London, pp. 101-108.

**BANERJEE P.K. et DRISCOLL R.M.C. (1976)**

"Program for the analysis of pile groups of any geometry subjected to horizontal and vertical loads and moments, PGROUP, (2.1). HECB/B/7."  
Department of Transport, HECB, London.

**BANGRATZ J.L. (1982)**

"Calcul élastique non-linéaire d'un groupe de pieux"  
CR rech. du LR de l'Est parisien.

**BCP Committee (1971)**

"Field tests on piles in sand"  
Soils and Foundations, Vol. 11, N° 2, pp. 29-49

**BOGARD D. et MATLOCK H. (1983)**

"Procedures for analysis of laterally loaded pile groups in soft clay"  
Proc. of Conf. on Geotechnical Prac. in Offshore Eng., Austin, Texas, pp. 499-535

**BOURGES F. et FRANK R. (1989)**

"Fondations profondes"  
Les Techniques de l'Ingénieur, article C248-249, et cours de mécanique des sols-  
Fondations et Soutènements, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, T6-T9, 1993-1994.

**BOWLES J.E. (1988)**

"Foundation analysis and design"  
4th Ed, New York : McGraw Hill

**BRANDL H. (1989)**

"Special lecture D : Underpinning"  
Proc. of 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Rio De Janeiro, pp. 2227-2258

- BRIAUD J.L. (1986)**  
 "Pressuremeter and Deep Foundation Design"  
 2nd International Symposium of The Pressuremeter and its Marine Application,  
 ASTM STP 950, pp. 376-405
- BRIAUD J.L. (1992)**  
 "The Pressuremeter"  
 A.A. BALKEMA/ ROTTERDAM, chapter 10, pp. 101-131
- BRIAUD J.L., SMITH T.D. et MEYER B.J. (1982)**  
 "Design of laterally loaded piles using pressuremeter test results"  
 Proc., Sym. on The Pressuremeter and Its Marine Application, Paris, pp. 377-395
- BRIAUD J.L., SMITH T.D. et MEYER B.J. (1983)**  
 "Pressuremeter gives elementary model for laterally loaded piles"  
 Proc., Int. Sym. on In-Situ Testing of Soil and Rock, Paris, vol. 2, pp. 217-221
- BRIAUD J.L., SMITH T.D. et MEYER B.J. (1984)**  
 "Laterally loaded piles and the pressuremeter : comparison of existing methods"  
 Laterally loaded deep Foundations : Analysis and Performance, A.S.T.M., S.T.P. 835, pp.  
 97-111, Langer J.A., Mosley E.T. and Thompson C.D. Editors
- BRINCH-HANSEN J. (1948)**  
 "The stabilising effect of piles in clay"  
 Christiani & Nielson Publisher, Copenhagen, Denmark
- BROMS B. et FREDRIKSSON A. (1976)**  
 "Failure of pile supported structures caused by settlement"  
 Proc. of 6th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1, pp. 383-386
- BROWN D.A. et SHIE C.F. (1990)**  
 "Three dimensional finite element model of laterally loaded piles"  
 Computers and Geotechnics, vol. 10, N° 1, pp. 59-79
- BRUCE D.A. (1992)**  
 "Small diameter cast in place elements for load bearing and in-situ earth reinforcement"  
 Report, Nicholson Construction of America, P.O. BOX 308, Bridgeville, PA 15017,  
 84 pages
- BUSTAMANTE M. (1979)**  
 "Les tirants d'ancrage injectés précontraints"  
 Note technique du Département des Sols et Fondation, LCPC
- BUSTAMANTE M. (1980)**  
 "Capacité d'ancrage et comportement des tirants injectés, scellés dans une argile plastique"  
 Thèse Docteur-Ingénieur ENPC, Paris
- BUSTAMANTE M. (1994)**  
 "TGV Paris-Bruxelles-Londres. Viaduc d'ARBRE. ATH (Belgique)"  
 Rapport Technique du LCPC

**BUSTAMANTE M. et DOIX B. (1985)**

"Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés"  
Bull. liaison Lab. P. et Ch., N° 140, pp. 75-92

**BUSTAMANTE M. et GIANESELLI L. (1981)**

"Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale, Règles pressiométriques et pénétrométriques"  
Bull. liaison Labo. P. et Ch., N° 113, pp. 83-108

**BUSTAMANTE M. et GOUVENOT D. (1976)**

"Essais de pieux de haute capacité scellés par injection sous haute pression"  
Compte rendu du 6e Congrès européen de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Vienne

**BUSTAMANTE M., DELMAS F. et LACOUR J. (1978)**

"Comportement des tirants précontraints dans une argile plastique"  
Rev. française de Géotechnique, N° 3, pp. 24-34

**BUSTAMANTE M., FRANK R. et GIANESELLI L. (1989a)**

"Prévision de la courbe de chargement de fondations profondes isolées"  
Proc. of 12th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Rio de Janeiro, pp. 1125-1126

**BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., DOIX B. et BESCOND B. (1989b)**

"Les travaux de confortement du pont de Mandelieu (Alpes-Maritimes)"  
Bull. liaison Lab. P. et Ch., N° 161, pp. 17-23

**BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., DOIX B., BALLESTER P. et JOVER P. (1989c)**

"Essais de chargement de fondations profonds dans la molasse tolosane"  
Bull. liaison Lab. P. et Ch., N° 160, pp. 43- 52

**BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., LEDOUX J.L., SEIGLE B. et KLOS J. (1983)**

"Portance d'un micropieu dans les marnes"  
Bull. liaison Lab. P. et Ch., N° 128, pp. 47-54

**BUTTERFIELD R. et BANERJEE P.K. (1971)**

"The elastic analysis of compressible piles and pile groups"  
Géotechnique, vol. 21, N° 1, pp. 43-60.

**CADILHAC F. (1982)**

"Micropieux, Méthode d'exécution et de dimensionnement"  
Etude bibliographique, LREP, Rapport interne

**CARAYANNACOU-TREZOS S. (1977)**

"Comportement des pieux sollicités horizontalement"  
Thèse de Doctorat, Université Paris VI, France

**CASSAN M. (1966-1968)**

"Le tassement des pieux, synthèse des recherches récentes et essais comparatifs"  
Sols-Soils, N° 18-19 (premier article, 1966), pp. 43-58  
Sols-Soils, N° 20, (suite et fin, 1968), pp. 23-40



- CHATTOPADHYAY B.C. et PISE P.J. (1986)**  
 "Axial uplift capacity of inclined piles"  
 Indian Geotechnical J., vol.16, N° 3, pp. 197-214
- CHOW Y.K. (1986a)**  
 "Analysis of vertically loaded pile groups"  
 Int. J. for Num. and Analy. Meth. in Geom., vol. 10, pp. 59-72
- CHOW Y.K. (1986b)**  
 "Behaviour of pile groups under axial loads"  
 Proc. of the 3rd Int. Conf. on Num. Meth. in offshore piling, Nantes, France, pp. 237-251
- CHOW Y.K. (1987)**  
 "Three-dimensional analysis of pile groups"  
 J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 113, N° 6, pp. 637-651
- CHOW Y.K. et THEVENDRAN V. (1987)**  
 "Optimisation of pile groups"  
 Computers and Geotechnics, N° 4, pp. 43-58
- CLANCY P. et RANDOLPH M.F. (1993)**  
 "An approximate analysis procedure for piled raft foundations"  
 Int. J. for Num. and Analy. Meth. in Geom., vol. 17, pp. 849-869
- COMPTE CH. et STENCEK G. (1981)**  
 "Confortation de la cathédrale St Pierre à Genève"  
 Proc. of 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Stockholm, pp. 55-60
- COOKE R.W. (1974)**  
 "The settlement of friction pile foundations"  
 Proc. of Conf. on Tall Buildings, Kuala Lumpur, Malaise, pp. 7-19
- COOKE R.W., PRICE G. et TARR K.W. (1980)**  
 "Jacked piles in London clay : interaction and group behaviour under working conditions"  
 Geotechnique, vol. 30, N° 2, pp. 449-471
- COYLE H.M. et REESE L.C. (1966)**  
 "Load transfer for axially loaded piles in clay"  
 J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, vol. 92, N° SM2, pp. 1-26
- D'APPOLONIA E. et ROMUALDI J.P. (1963)**  
 "Load transfer in end-bearing steel H-piles"  
 J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, vol. 89, N° SM2, pp. 1-25
- DAVIES T.G. et BANERJEE P.K. (1978)**  
 "The displacement field due to a point load at the interface of a two layer elastic half-space"  
 Géotechnique, vol.28, N° 1, pp. 43-56

- DAVIES T.G. et BUDHU M. (1986)**  
 "Non-linear analysis of laterally loaded piles in stiff clay"  
 Géotechnique, vol. 36, N° 4, pp. 527-538
- DAVIS E.H. et POULOS H.G. (1972)**  
 "The analysis of pile raft systems"  
 J. of Aust. Geomech., vol. 62, N° 1, pp. 21-27
- DAVISSON M.T. (1970)**  
 "Lateral load capacity of piles"  
 Highway Research Record (U.S.A.), N° 333, pp. 104-112
- DAVISSON M.T. et GILL H.L. (1963)**  
 "Laterally loaded piles in a layered soil system"  
 J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, vol. 89, SM3, pp. 63-94
- DAVISSON M.T. et PRAKASH S. (1963)**  
 "A review of soil-pole behaviour"  
 Stresses in soils in layered systems, Highway Researches Record, N° 39, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., pp. 25-48
- DEGNY E. (1987)**  
 "Calcul des groupes de pieux, notice d'utilisation du programme GOUPIL"  
 Rapport de la Division Géotechnique Mécanique des sols, L.C.P.C.
- DEGNY E. (1988)**  
 "Calcul des groupes de pieux, notice théorique du programme GOUPIL"  
 Rapport de la Division Géotechnique Mécanique des sols, L.C.P.C.
- DEGNY E. et ROMAGNY J.C. (1989)**  
 "Calcul des efforts et déplacements dans les groupes de pieux : le programme GOUPIL"  
 Bull. liaison Labo P. et Ch., N° 162, pp. 3-12.
- DESAI C.S. et APPEL G.C. (1976)**  
 "3-D analysis of laterally loaded structures"  
 Proc. of 2nd Int. Conf. on Num. Meth. in Geom., Blacksburg, Virginia, ASCE
- DESAI C.S. et WU T.H. (1976)**  
 "A general function for stress-strain curves"  
 Proc. of 2nd Int. Conf. for Numerical Methods in Geomech., Blacksburg, Va.
- DIGIOIA A.M., DONOVAN T.D. et CORTESE F.J. (1975)**  
 "A multilayered/pressuremeter approach to laterally loaded rigid caisson design"  
 ASCE Seminar on Lateral Pressure Related to Large Diameter Pipes, Piles, Tunnels and Caissons, ASCE, New York, U.S.A.
- Direction Départementale de l'Équipement des Hauts-de-Seine (DDE 92) (1993)**  
 "Pour quoi la déviation de Rueil ?"  
 Rapport

**Document BACHY (1976)**

**Document D.S.I. (1994)**

"GEWI-Pile : The ideal foundation element"  
Dywidag-System International

**Document SOLETANCHE (1993)**

**DOUGLAS D.J. et DAVIS E.H. (1964)**

"The movement of buried footings due to moment and horizontal load and the movement of anchor plates"  
Géotechnique, vol. 14, pp. 115-132

**D.T.U. 13.2 (1978)**

"Travaux de Fondations Profondes pour le bâtiment"  
Additif Modificatif n°2 au cahier des charges du D.T.U. 13.2 de juin 1978 (1991)  
Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, Paris

**DUNCAN J.M., EVANS L.T. et OOI P.S.K. (1994)**

"Lateral load analysis of single piles and drilled shaft"  
J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 120, N° 6, pp. 1018-1033

**DUNNAVANT T.W. et O'NEILL M.W. (1986)**

"Evaluation of design-oriented methods for analysis of vertical pile groups subjected to lateral loads"  
Proc. of Int. Conf. On Num. Meths. in Offshore Pilling, Nantes, France, pp. 303-316

**EL SHARNOUBY B. et NOVAK M. (1985)**

"Static and low-frequency response of pile groups"  
Can. Geotech. J., vol.22, pp. 79-94

**EL SHARNOUBY B. et NOVAK M. (1990)**

"Stiffness constants and interaction factors for vertical response of pile groups"  
Can. Geotech. J., vol.27, pp. 813-822

**EVGIN E., FIRLOTTE F.W. et OSLER J.C. (1993)**

"Load distribution in pile group"  
Proc. of 3rd Int. Offshore and Polar Eng. Conf., Singapore, pp.462-467

**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, Ministère de l'Equipement, du Logement, des Transports et de la Mer

**FEAGIN L.B. (1953)**

"Lateral load tests on groups of battered and vertical piles"  
Special Technical Publication N° 154, A.S.T.M., pp. 12-20

**FENOUX G.Y. (1976)**

"Les pieux aiguilles I.M."  
Construction T. XXXI n°6

**FLEMING W.G.K., WELTMAN A.J., RANDOLPH M.F. et ELSON W.K. (1985)**

Chapter 5 : "Design of pile groups", pp. 181-216  
Piling Engineering, John Wiley and sons, New York.

**FOCHT J.A. et KOCH K.J. (1973)**

"Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups"  
Proc. of 5th Annual Offshore Tech. Conf., Houston, Texas, Paper OTC 1896, pp. 701-708

**FRANK R. (1974)**

"Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale, introduction de la dilatance"  
PhD thesis, University Paris VI (Pierre et Marie Curie University), Paris, France  
Republié par le Rapport de recherche LPC N° 46, 1975

**FRANK R. (1984)**

"Etudes théoriques de fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans les LPC et résultats pratiques (1972-1983)"  
Rapport de recherche LPC N°128

**FRANK R. (1985)**

"Recent developments in the prediction of pile behaviour from pressuremeter results"  
Proc. Symp. from Theory to Practice on Deep Foundations, Porto Alegre, Brazil 1, pp.69-99

**FRANK R. (1989)**

"Déplacement axial des pieux dans les sols mous"  
Symposium Franco-Soviétique LCPC-VNIOSP, Moscou  
Rapports des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Série GT, N° 39, pp. 105-114

**FRANK R. et ORSI J.P. (1979)**

"Etude théorique de l'essai à la sonde frottante"  
Bull. liaison Labo. P. et Ch., N° 103, pp. 95-109

**FRANK R. et ROMAGNY J.C. (1990)**

"PILATE-LCPC (Version 10.4) : Programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales de sol"  
Notice d'utilisation, LCPC

**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"  
Bull. liaison Labo. P. et Ch., N° 119, pp. 17-24

**GAMBIN M. (1963)**

"Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques"  
sols-soils, N° 7, pp. 11-31

**GOUVENOT D. (1973)**

"Essais en France et à l'étranger sur le frottement latéral en fondation : amélioration par injection"  
Travaux, N° 464, Paris

**GOUVENOT D. (1978)**

"Quelques réflexions sur les injections de scellement"  
Annales ITBTP, N° 359, Paris

**HA H. et O'NEILL M.W. (1983)**

Discussion on "Theoretical t-z curves"  
J. of Geotech. Eng. Div., ASCE. Vol. 109, N° 10, pp. 1353-1355

**HAAHR F., HANSEN B. et PETERSEN K. (1989)**

"Group effect for laterally loaded piles in sand"  
Proc. of 8th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Rio de Janeiro, Brazil, vol. 1, pp. 427-432

**HACHI F. (1995)**

"Etude des pieux inclinés isolés ou en groupe"  
Rapport de projet du D.E.A. de M.S.O.E. de l'Ecole Centrale de Paris sous la direction de MALEKI K. et FRANK R.

**HADJADJI T. (1993)**

"Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux"  
Thèse de Doctorat de l'E.N.P.C.. Paris.

**HANNA A.M. et AFRAM A. (1986)**

"Pull-out capacity of single batter piles in sand"  
Canadian Geotech. J., vol. 23, N° 3, pp. 387-392

**HARIHARAN M. et KUMARASAMY K. (1982)**

"Analysis of pile groups subjected to lateral loads"  
Proc. of 3rd Int. Conf. on Behaviour of Offshore Structures, Cambridge, Massachusetts, pp. 383-390

**HETENYI M. (1946)**

"Beams on elastic foundations"  
University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan

**HIRAYAMA H. (1990)**

"Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer function"  
Soils and foundation, Vol. 30, N°1, pp. 55-64

**HULL T.S. (1987)**

"The static behaviour of laterally loaded piles"  
PhD thesis, University of Sydney, Australia

**HUMBERT P. (1988)**

"CESAR (version 2.0)"  
Manuel Théorique. LCPC

**IWABUSHI S. (1979)**

"Root pile for slope stabilization"

Comptes-rendus, Colloque Int., "Renforcement en place des sols et des roches", Paris, presses de l'ENPC, pp. 71-75

**JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTA R. et PASQUALINI E. (1984)**

Discussion on "Scale effects of ultimate pile capacity"

J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 110, N° GT8, pp. 1156-1159

**JANBU N. (1963)**

"Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests"

Proc. of European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 1, Wiesbaden, Germany, pp. 19-25

**JORGE G.R. (1970)**

"Le tirant IRP réinjectable pour terrains meubles, karstiques ou à faible caractéristiques géotechniques"

Construction, n°9, tome XXV, Paris

**KAY S., KOLK H.J. et VAN HOOYDONK W.R. (1983)**

"Site specific design of laterally loaded piles"

Proc. of Conf. on Geotechnical Prac. in Offshore Eng., Austin, Texas, pp. 557-580

**KRAFT L.M., RAY R.P. et KAGAWA T. (1981)**

"Theoretical t-z curves"

J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 107, N° GT11, pp. 1543-1561

**KUBO J. (1965)**

"Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles"

Proc., 6th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2, pp. 275-279

**LAI J. (1988)**

"Stability and deformation analysis of caisson and block Foundations"

PhD thesis, University of Sydney, Australia

**LEE C.Y. (1991a)**

"Discrete layer analysis of axially loaded piles and pile groups"

Computers and Geotechnics, N° 11, pp. 295-313

**LEE C.Y. (1991b)**

"Finite layer analysis of axially loaded piles"

J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 117, N° 11, pp. 1706-1722

**LEE C.Y. (1993a)**

"Pile group settlement analysis by hybrid layer approach"

J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 119, N° 6, pp. 984-997

**LEE C.Y. (1993b)**

"Settlement of pile groups - Practical approach"

J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 119, N° 9, pp. 1449-1461

- LENCI C., MAURICE J. et MADIGNER (1968)**  
 "Pieu vertical sollicité horizontalement"  
 Annales des Ponts et Chaussées, VI (Nov.-Dec.), pp. 337-383
- LEUNG C.F. et CHOW Y.K. (1987)**  
 "Response of pile groups subjected to lateral loads"  
 Int. J. for Num. and Analy. Meth. in Geom., vol. 11, pp. 307-314
- LIZZI. F. (1982a)**  
 "The static restoration of monuments"  
 Sagep Publisher, Genova, 146 pages
- LIZZI. F. (1982b)**  
 "The 'pali radice' (root pile) - A state-of-the-art report"  
 Proc. of Sym. on Recent Development in Ground Improvement Techniques, Bangkok, pp. 417-432
- MADHAV M.R., RAO N.S.V.K. et MADHAVAN K. (1971)**  
 "Laterally loaded pile in élasto-plastique soil"  
 Soils and Foundations, vol. 11, N° 2, pp. 1-15
- MAHMOUD M. et BURLEY (1994)**  
 "Lateral load capacity of single piles in sand"  
 Geotechnical Eng., Proc. of Inst. of Civil Eng., vol. 107, Issus 3, pp. 155-162
- MALEKI K., BAGUELIN F. et SCHLOSSER F. (1991)**  
 "Etude d'un pieu souple chargé latéralement"  
 Rapport de Recherche, Terrasol, Bureau d'ingénieurs-conseils en Géotechnique, France
- MANDEL J. (1978)**  
 "Propriétés mécaniques des matériaux"  
 Edition Eyrolles
- MATLOCK H. et REESE L.C. (1960)**  
 "Generalised solutions for laterally loaded piles"  
 J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, vol. 86, SM5, pp. 63-91
- MATLOCK H. et REESE L.C. (1961)**  
 "Foundation analysis of offshore pile-supported structures"  
 Proc., 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dunod, Paris, France, vol. 2, pp. 91-97
- MATTES N.S. et POULOS N.G. (1969)**  
 "Settlement of single compressible pile"  
 J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 95, N° SM 1, pp. 189-207
- MATTEWSON C.D. (1969)**  
 "The elastic behaviour of a laterally loaded pile"  
 PhD thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

**MAUREL C. (1994)**

Communications privées, concernant les essais de Rueil  
Notes internes, LREP

**MCNULTY J.F. (1956)**

"Thrust loading on piles"

J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 82, SM4, paper 1081

**MENARD L., BOURDON G. et GAMBIN M. (1969)**

"Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques"

Sols-Soils, N° 22-23, vol. VI, pp. 16-29

**MEYERHOF G.G. (1956)**

"Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils"

J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 82, N° SM1, pp. 866.1-866.19

**MEYERHOF G.G. (1976)**

"Bearing capacity and settlement of pile foundations"

J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 102, N° GT3, pp. 195-228

**MEYERHOF G.G. et RANJAN G. (1972)**

"The bearing capacity of rigid piles under inclined loads in sand., I : Vertical piles"

Canadian Geotech. J., vol. 9, N° 4, pp. 430-446

**MEYERHOF G.G. et YALCIN A.S. (1993)**

"Behaviour of flexible batter piles in sand"

Canadian Geotech. J., vol. 30, N° 2, pp. 247-256

**MINDLIN R.D. (1936)**

"Force at a point in the interior of a semi-infinite solid"

Physics, vol. 7, pp. 195-202

**MUQTADIR A. et DESAI C.S. (1981)**

"Three-dimensional analysis of cap-pile-soil interaction"

Report, Dept. of Civil Eng., VPI & SU, Blacksburg, Virginia

**MUQTADIR A. et DESAI C.S. (1986)**

"Three-dimensional analysis of pile-group foundation"

Int. J. for Num. and Analy. Meth. in Geom., vol. 10, pp. 41-58

**MURTHY V.N.S. (1964)**

"Behaviour of battered piles embedded in sand and subjected to lateral loads"

Proc. of Symp. on Bearing Capacity of piles, Roorkee, India, pp. 142-153

**NARASIMHA RAO S. et VEERESH C. (1994a)**

"Influence of pile inclination on the lateral capacity of batter piles in clays"

Proc. of 4th Int. Offshore and Polar Eng. Conf., Osaka, Japan, pp. 498-503



- NARASIMHA RAO S., MURTHY T.V.B.S.S. et VEERESH C. (1994b)**  
 "Induced bending moments in batter piles in settling soils"  
 Soils and Foundations, vol. 34, N° 1, pp. 127-133
- NOGAMI T. et PAULSON S.K. (1985)**  
 "Transfer matrix approach for nonlinear pile group response analysis"  
 Int. J. for Num. and Analy. Meth. in Geom., vol. 9, pp. 299-316
- O'NEILL M.W. et HA H. (1982a)**  
 "Comparative modelling of vertical pile groups"  
 Proc. of the 2nd Int. Conf. on Num. Meth. in offshore piling, Texas, Austin, pp. 399-418
- O'NEILL M.W., GHAZZALY O.I. et HA H. (1977)**  
 "Analysis of three-dimensional pile groups with non-linear soil response and pile-soil-pile interaction"  
 Proc. of 9th offshore technology conference, Houston, Texas, pp. 245-256
- O'NEILL M.W., HAWKINS R.A. et MAHAR L.J. (1980)**  
 "Field study of pile group action; Final Report"  
 Report FHWA RD-81-002, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- O'NEILL M.W., HAWKINS R.A. et MAHAR L.J. (1982b)**  
 "Load Transfer Mechanisms in Piles and Piles Groups"  
 J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 108, N°GT12, pp. 1605-1623
- OOI P.S.K. et DUNCAN M. (1994)**  
 "Lateral load analysis of groups of piled and drilled shafts"  
 J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 120, N° 6, pp. 1034-1050
- OTTAVIANI M. (1975)**  
 "Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups"  
 Géotechnique, vol. 25, N° 2, pp. 159-174
- PALMER L.A. et THOMPSON J.B. (1948)**  
 "The earth pressure and deflection along embedded lengths of piles subjected to lateral thrust"  
 Proc., 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., GEBR Kesmat, Haarlem, The Netherlands, vol. 5, pp. 156-161
- PEARLMAN S.L., CAMPBELL B.D. et WITHIAM J.L. (1992)**  
 "Slope stabilization using in-situ earth reinforcement"  
 ASCE speciality, Conf. on stability and performance of slopes and embankments, vol. 2, Berkeley, U.S.A.
- PHILIPPONAT G. et ZERHOUNI M. (1992)**  
 "Le phicomètre: Contribution à l'estimation du frottement latéral sur les inclusions"  
 Session Fondation Profonde à Paris, organisée par CEIFICI

**PHILIPPONAT G. et ZERHOUNI M. (1993)**

"Interprétation de l'essai au phicomètre"

Rev. Franç. Géotech. N° 65, pp. 3-28

**POPA H. (1993)**

"Modification de la courbe de mobilisation du frottement latéral causée par l'effet de groupe"

Rapport de projet de fin d'étude de l'Institut de la Construction de Bucarest, sous la direction de MALEKI K. et FRANK R.

**POULOS H.G. (1968a)**

"Analysis of the settlement of pile groups"

Géotechnique, vol. 18, pp. 449-471

**POULOS H.G. (1968b)**

"The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers"

Géotechnique, vol. 18, pp. 351-371

**POULOS H.G. (1971a)**

"Behaviour of laterally loaded piles : I-single piles"

J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, vol. 97, SM5, pp. 711-731

**POULOS H.G. (1971b)**

"Behaviour of laterally loaded piles : II-Grouped piles"

J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, vol. 97, SM5, pp. 733-751

**POULOS H.G. (1972a)**

"Load settlement prediction for piles and piers"

J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 98, SM9, pp. 879-897

**POULOS H.G. (1972b)**

"Behaviour of laterally loaded piles : II-socketed piles"

J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, vol. 98, SM4, pp. 341-360

**POULOS H.G. (1976)**

"Behaviour of laterally loaded piles near a cut or slope"

Aust. Geomech. J., vol. G6, N° 1, pp. 6-12

**POULOS H.G. (1980a)**

"An approach for the analysis of offshore pile groups"

Proc. of Num. Meth. in offshore piling, ICE, London, pp. 119-126

**POULOS H.G. (1980b)**

"User's guide to program DEFPIG - deformation analysis of pile groups"

School of Civil Engineering, University of Sydney.

**POULOS H.G. (1989)**

"Pile behaviour- Theory and Application"

The Rankine Lecture, Géotechnique ,39, N°3, pp. 365-415

**POULOS H.G. (1992a)**

"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.G. (1992b)**

"Pile foundation settlement prediction - Hand and computer methods"  
Research Report N° R661, Centre of Geotechnical Research, The university of Sydney.

**POULOS H.G. et ALDER M.A. (1978)**

"Analysis of lateral response of non-uniform section piles"  
Research Report R330, Civ. Eng., University of Sydney, Australia

**POULOS H.G. et DAVIS E.H. (1990)**

"Pile foundation analysis and design"  
Robert E. Kriger Publishing Company, Malibar, Florida.

**POULOS H.G. et HEWITT C.M. (1986)**

"Axial interaction between dissimilar piles in a group"  
Proc. of the 3rd Int. Conf. on Num. Meth. in offshore piling, Nantes, France, pp. 253-270

**POULOS H.G. et MADHAV M.R. (1971)**

"Analysis of the movement of battered piles"  
Proc. of 1st Aust.-N.Z. Conf. on Geomechanics, Melbourne, Australia, pp. 268-275

**POULOS H.G. et MATTES N.S. (1969)**

"The behaviour of axially-loaded end-bearing piles"  
Géotechnique, vol. 19, pp. 285-300

**POULOS H.G. et RANDOLPH M.F. (1983)**

"Pile group analysis : A study of two methods"  
J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 109, N° 3, pp. 355-372

**PRAJAPATI A.H. et CHAR A.N.R. (1977)**

"Elastic analysis of single batter piles subjected to horizontal loads"  
Proc. of Int. symp. on soil structure interaction, University of Roorkee, India, pp. 335-342

**PRAKASH S. (1962)**

"Behaviour of pile groups subjected to lateral loads"  
Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana

**PRAKASH S. et SUBRAMANYAM G.(1965)**

"Behaviour of battered piles under lateral loads"  
Indian J. of Soil Mech. and Found. Eng., vol. 4, N° 2, pp. 177-196

**Le PRESSIOMETRE de Louis MENARD**

"Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations"  
Notice Générale

- RAMIHA B.K., CHIKANGAPPA L.S. (1978)**  
 "Stress distribution around batter piles"  
 J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 104, N° GT2, pp. 229-247
- RANDOLPH M.F. (1977)**  
 "A theoretical study of the performance of piles"  
 PhD thesis, University of Cambridge, England, 260 p
- RANDOLPH M.F. (1980)**  
 "PIGLET : A computer program for analysis and design of pile groups under general loading conditions"  
 Engineering Department, Cambridge University, Research Report, Soils TR 91.
- RANDOLPH M.F. (1981)**  
 "The response of flexible piles to lateral loading"  
 Géotechnique, vol. 31, N° 2, pp. 247-259
- RANDOLPH M.F. (1983)**  
 "PIGLET, A computer program for the analysis and design of pile groups under general loading conditions"  
 Short course on : Recent development in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems, Sponsored by Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS) et Asian Institute of Technology (AIT)
- RANDOLPH M.F. (1985)**  
 "Analysis and design of pile groups using a microcomputer"  
 Proc. of 5th Int. Conf. on Num. Meths. in Geomechanics, Nagoya, Japan, pp. 1707-1714
- RANDOLPH M.F. (1994)**  
 " Design methods for pile groups and piled rafts"  
 Proc. of 13th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., New Delhi, vol. 3, pp. 61-82
- RANDOLPH M.F. et WROTH C.P. (1978)**  
 "Analysis of deformation of vertically loaded piles"  
 J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 104, N° GT12, pp. 1465-1488
- RANDOLPH M.F. et WROTH C.P. (1979)**  
 "An analysis of the vertical deformation of pile groups"  
 Géotechnique, vol. 29, N° 4, pp. 423-439
- RANJAN G., RAMASAMY G. et TYAGI R.P. (1980)**  
 "Lateral response of batter piles and pile bents in clay"  
 Indian Geotechnical J., vol. 10, N° 2, pp. 133-142
- REDDY A.S. et VALSANGKAR A.J. (1968)**  
 "An analytical solution for laterally loaded piles in layered soils"  
 Sols-Soils, N° 21, pp. 23-28

- REESE L.C. (1977)**  
 "Laterally loaded piles : Program Documentation"  
 J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 103, GT4, pp. 287-305
- REESE L.C. (1978)**  
 "Design and construction of drilled shafts"  
 J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, 12th Terzaghi Lecture, Vol. 104, N° GT1, pp. 95-116
- REESE L. C. et MATLOCK H. (1956)**  
 "Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depths"  
 Proc., 8th Texas Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Spec. Pub. 21, University of Texas, Austin, Texas, pp. 1-41
- REESE L.C., COX W.R. et KOOP F.D. (1975)**  
 "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay"  
 Proc., 7th Offshore Tech. Conf., Houston, Texas, paper 2312, pp. 671-690
- REESE L.C., O'NEILL M.W. et SMITH R.E. (1970)**  
 "Generalised analysis of pile group foundations"  
 J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 96, N° SM 1, pp. 235-250
- REESE L.C., WRIGHT S.G. et AURORA R.P. (1984)**  
 "Analysis of pile groups under lateral loading"  
 Lateral loaded deep foundations : Analysis and performance, A.S.T.M., STP 835, pp. 56-71, Langer J.A., Mosley E.T. and Thompson C.D. Editors
- ROBERTSON P.K., HUGHES J.M.O., CAMPANELLA R.G. et SY A. (1984)**  
 "Design of laterally loaded displacement piles using a driven pressuremeter"  
 Laterally loaded deep Foundations : Analysis and Performance, A.S.T.M., S.T.P. 835, pp. 229-238, Langer J.A., Mosley E.T. and Thompson C.D. Editors
- ROBERTSON P.K., CAMPANELLA R.G., BROWN P.T., GROF I. et HUGHES J.M.O. (1985)**  
 "Design of axially and laterally loaded piles using in-situ tests : A case history"  
 Canadian Geotech. J., vol. 22, N° 4, pp. 518-527
- SASTRY V.V.R.N., MEYERHOF G.G. et KOUMOTO T. (1986)**  
 "Behaviour of rigid piles in layered soils under eccentric and inclined loads"  
 Canadian Geotech. J., vol. 23, N° 4, pp. 451-457
- SATO A., AKAI K. et FUNAHASHI T. (1970)**  
 "Study on methods to calculate negative skin friction and bending of a batter pile"  
 Laboratory report of Japan Road Corporation, pp. 31-49
- SAWAGUCHI M. (1989)**  
 "Prediction of bending moment of a batter pile in subsiding ground"  
 Soils and Foundations, vol. 29, N° 4, pp. 120-126

**SELVADURAI A.P.S. (1976)**

"The load-deflexion characteristics for a rigid anchor in an elastic medium"  
Géotechnique, vol. 6, pp. 603-612

**SEMPLE R.M. et RIGDEN W.J. (1984)**

"Shaft capacity of driven pipe piles in clay"  
' Analysis and design of pile foundations ' edited by MAYER J.R., ASCE, pp. 59-79

**SETRA-LCPC (1985)**

"Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats des essais  
pressiométriques"  
Ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports, France

**SHAHROUR I. et ATA N. (1994)**

"Analyse du comportement d'un pieu incliné"  
Rapport N° F0/93/03 du Projet National FOREVER, France

**SHIBATA T., YASHIMA A., KIMURA M. et FUKADA H. (1988)**

"Analysis of laterally loaded piles by quasi-three-dimensional finite element method"  
Proc. of 6th Int. Conf. on Num. Meths. in Geomechanics, Innsbruck, Austria, vol. 2,  
pp. 1051-1058

**SKEMPTON A.W. (1953)**

"Discussion : Piles and Pile Foundation, settlement of pile foundation"  
Proc. of 3rd Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Suisse, vol. 3 : 172

**SMALL J.C. et BOOKER J.R. (1985)**

"Analysis of foundation behaviour using finite layer methods"  
Proc. of 11th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, pp. 725-728

**SOWERS G.F. (1979)**

"Introductory Soil Mechanics and Foundations"  
4th Ed., New York, the MacMillan Company

**TA 86 (1986)**

"Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants  
d'ancrage"  
Bureau Securitas, Eyrolles

**TAKAHASHI K. (1985)**

"Bending of a batter pile due to ground settlement"  
Soils and Foundations, vol. 25, N° 4, pp. 75-91

**TAMURA A., OZAWA Y., SUNAMI S. et MURAKAMI (1982)**

"Reduction in horizontal bearing capacity of pile group"  
Proc. of 4th Int. Conf. on Num. Meths. in Geomechanics, Edmonton, Canada, vol. 2,  
pp. 865-874

**TERZAGHI K. (1955)**

"Evaluation of coefficient of subgrade reaction"  
Géotechnique, vol. 5, pp. 297-326

**TOMLINSON M.J. (1987)**

"Pile design and construction practice"  
3rd Ed., Palladian Publication Limited, London, England

**VESIC A.S. (1961)**

"Bending of beam resting on isotropic elastic solid"  
J. of Mech. Eng. Div., ASCE, vol. 82, EM2, pp. 35-53

**VESIC A.S. (1969)**

"Experiments with instrumented pile groups in sand"  
ASTM Special Technical Publication, N° 444, pp. 172-222

**VESIC A.S. (1970)**

"Tests on instrumented piles, Ogeechee River site."  
J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, N° SM12, 561-584

**VESIC A.S. (1975)**

"Principle of pile foundation design"  
Soil Mechanics Series 38, Duke Univ., Durham, N.C.

**VEZOLE P. (1994)**

"Technologie de micropieux", Micropieux à armatures métalliques scellées dans le sol  
Rapport du Projet National de Recherche FOREVER, deuxième brouillons, 29 Mars

**VIJAYVERGIYA V.N. (1977)**

"Load-movement characteristics of piles"  
Proc. of Ports 77 conf., Long Beach, California

**WILSON E.L. (1965)**

"Structural analysis of axisymmetric solids"  
J. of American Inst. Aer. Astr., vol. 3, pp. 2269-2274

**YAMASHITA K., TOMONO M. et KAKURAI M. (1987)**

"A method for estimating immediate settlement of piles and pile groups"  
Soils and Foundations, Vol. 27, No. 1, pp. 61-76

**YEGIAN M. et WRIGHT S.G. (1973)**

"Lateral soil resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays"  
Proc. of 5th Annual Offshore Tech. Conf., Houston, Texas, Paper OTC 1893, pp. 663-676

**ZAMAN M.M., NAJJAR Y.M. 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