

Jan 2000 6024

**UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES
DE LILLE**

Année : 1998

N° d'ordre : 2285

THESE

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DES SCIENCES
ET TECHNOLOGIES DE LILLE**

Discipline : Génie Civil

Titre

**Etude du comportement des micropieux sous chargement
latéral : Construction numérique des courbes (p-y) et
couplage fluide-squelette**

Préparée au

Laboratoire de Mécanique de Lille (U.R.A 1441)

Département Sols - Structures

Ecole Centrale de Lille

par

ATA Nasser



présentée et soutenue publiquement le 6 juillet 1998 devant la commission
d'examen composée de :

Messieurs :

BOULON Marc	Professeur, Université de Grenoble	Président
FRANK Roger	Professeur, CERMES-ENPC	Rapporteur
LEVACHER Daniel	Professeur, Université du Havre	Rapporteur
MEIMON Yves	Ingénieur en chef, Institut Français du Pétrole	
GARNIER Jaques	Directeur de recherche, LCPC de Nantes	
SHAHROUR Isam	Professeur, EUDIL-USTL	Directeur de thèse



Avant-propos

Ce travail a été réalisé au département Sols - Structures du Laboratoire de Mécanique de Lille à l'Ecole Centrale de Lille, et s'inscrit dans le cadre du projet national FOREVER.

Je remercie vivement monsieur Isam SHAHROUR, professeur à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, d'avoir dirigé cette thèse. Je tiens à lui exprimer toute ma reconnaissance pour son soutien et ses précieux conseils.

Mes remerciements s'adressent également à monsieur Marc BOULON, professeur à l'Université de Grenoble, qui m'a fait l'honneur de présider le jury .

Monsieur Roger FRANK, professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, et monsieur Daniel LEVACHER, professeur à l'Université du Havre, ont assuré la tâche de rapporteur, et m'ont fait profiter de leur grande expérience. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je remercie monsieur Yves MEIMON, ingénieur en chef à l'Institut Français du Pétrole, et monsieur Jaques GARNIER, directeur de recherche au Laboratoire des Ponts et Chaussées, qui se sont intéressés à ce travail en acceptant d'être membres du jury.

Je remercie l'ensemble du personnel du laboratoire ainsi que mes collègues pour leur amitié et leurs encouragements durant ce travail.

Enfin, je voudrais remercier ma famille, tout particulièrement mes parents, et mes amis, pour leur confiance et leur soutien durant mes études qui m'ont été très importants.

SOMMAIRE

Résumé	1
Abstract	2
Notations	3
Introduction générale	5

PARTIE A

Calcul des micropieux isolés sous chargement latéral à l'aide de la méthode (p-y)

Chapitre I : Calcul des pieux isolés sous chargement latéral : Analyse bibliographique

I.1. Introduction	8
I.2. Approche "milieu continu"	8
I.2.1. Méthodes basées sur la solution de Mindlin	8
I.2.2. Méthode des éléments finis	10
I.3. Méthode des courbes de réaction (p-y)	11
I.3.1 Principe de la méthode.....	11
I.3.2. Détermination des courbes de réaction (p-y)	12
I.3.2.1. Méthodes basées sur la théorie de l'élasticité.....	13
I.3.2.2. Méthodes empiriques	14
I.3.2.3. Méthodes basées sur l'essai pressiométrique	20
I.3.2.4. Méthode des éléments finis	23
I.4. Conclusion	27

Chapitre II : Calcul des micropieux isolés sous chargement latéral : Construction numérique des courbes de réaction

II.1. Introduction	28
II.2. Méthodologie proposée	28
II.3. Vérification sur micropieu dans le sable	30
II.3.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis	30
II.3.2. Calcul avec la méthode (p-y)	35
II.3.2.1. Construction des courbes (p-y)	35
II.3.2.2. Approximation des courbes (p-y)	35
II.3.2.3. Confrontation méthode (p-y) - calcul 3D	36
II.4. Vérification sur micropieu dans l'argile	41
II.4.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis	41
II.4.2. Calcul avec la méthode (p-y)	44
II.4.2.1. Construction des courbes (p-y)	44
II.4.2.2. Approximation des courbes (p-y)	44
II.4.2.3. Confrontation méthode (p-y) - calcul 3D	44
II.5. Conclusion	47

PARTIE B

Calcul des groupes de micropieux sous chargement latéral à l'aide de la méthode (p-y)

Chapitre III : Calcul des groupes de pieux sous chargement latéral : Analyse bibliographique

III.1. Introduction	49
III.2. Méthodes fondées sur l'approche "milieu continu"	50
III.2.1. Méthodes fondées sur la solution de Mindlin	50
III.2.2. Méthode des éléments finis	51
III.3. Méthodes hybrides	53
III.3.1. Méthode de Leung et Chow (1987)	53
III.3.2. Méthode de O'Neill et al. (1977)	55
III.3.3. Programme GOUPEG	55
III.4. Méthodes fondées sur la modification des courbes de réaction	55
III.4.1. Utilisation de la théorie de l'élasticité	56
III.4.2. Approche expérimentale	58
III.4.3. Approche numérique	63
III.5. Conclusion	68

Chapitre IV : Calcul des groupes de micropieux sous chargement latéral : Construction numérique des courbes de réaction

IV.1. Introduction	69
IV.2. Vérification sur des groupes de micropieux dans un sable.....	71
IV.2.1. Groupe de deux micropieux.....	72
IV.2.1.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis.....	72
IV.2.1.2. Calcul avec la méthode (p-y)	78
IV.2.2. Groupe de trois micropieux	86
IV.2.2.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis.....	86
IV.2.2.2. Calcul avec la méthode (p-y)	91
IV.3. Vérification sur des groupes de micropieux dans l'argile.....	97
IV.3.1. Groupe de deux micropieux.....	97
IV.3.1.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis.....	97
IV.3.1.2. Calcul avec la méthode (p-y)	100
IV.3.2. Groupe de trois micropieux	103
IV.3.2.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis.....	103
IV.3.2.2. Calcul avec la méthode (p-y)	108
IV.4. Conclusion	111

PARTIE C

Etude du comportement des micropieux sous chargement latéral avec prise en compte du couplage fluide-squelette

Chapitre V : Introduction de la consolidation dans le code de calcul par éléments finis PECPLAS3D

V.1. Introduction.....	113
V.2. Formulation par éléments finis	114
V.2.1. Formulation locale	114
V.2.2. Formulation variationnelle et discrétisation	115
V.2.3. Introduction dans le code PECPLAS3D	118
V.3. Vérification du programme.....	119
V.3.1. La consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.....	119
V.3.2. Pieu chargé latéralement	121
V.4. Conclusion.....	124

Chapitre VI : Etude du comportement des micropieux sous chargement latéral : Influence du couplage fluide-squelette

VI.1. Introduction	125
VI.2. Application à un micropieu isolé	127
VI.2.1. Exemple de référence	127
VI.2.2. Effet de la perméabilité	134
VI.3. Application aux groupes de micropieux	137
VI.3.1. Exemple de référence	137
VI.3.2. Effet de l'espacement.....	145
VI.3.3. Effet du nombre de micropieux	152
VI.4. Conclusion	157
Conclusion générale	158
Références bibliographiques	160

Résumé

Le présent travail porte sur l'étude du comportement de micropieux sous chargement latéral utilisés comme éléments de renforcement dans des sols secs ou saturés. Il se décompose en trois parties :

La première partie est consacrée à l'étude du comportement de micropieux isolés sous chargement latéral. Dans un premier temps, nous présentons une synthèse des travaux réalisés dans ce domaine; par la suite, on présente une méthode de calcul de micropieux sous chargement latéral basée sur la construction numérique des courbes de réaction à partir d'une modélisation plane. Après une description de cette méthode, on présente sa validation en comparant les résultats de la méthode proposée à ceux obtenus par des calculs tridimensionnels. Les tests de validation portent sur un micropieu dans deux types de sols, à savoir : le sable et l'argile.

La deuxième partie comporte une étude du calcul des groupes de micropieux. Nous présentons tout d'abord une synthèse des travaux réalisés sur le calcul des groupes de pieux chargés latéralement; ensuite on présente des tests de la méthode proposée dans la première partie sur deux groupes de micropieux composés respectivement de deux et trois éléments dans des sols sableux et argileux.

L'influence du couplage fluide-squelette sur le comportement des micropieux isolés et en groupes sous chargement latéral est analysée dans la troisième partie à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis avec une loi élastoplastique non associée pour les sols. Dans un premier temps, on analyse le comportement d'un micropieu isolé et l'effet de la perméabilité du sol sur ce comportement. Ensuite, on étudie l'influence du couplage fluide-squelette sur les groupes de micropieux. Après l'étude d'un cas de référence, on étudie l'influence de la consolidation sur l'effet de groupe en faisant varier la distance entre micropieux et leur nombre.

Mots clés : calcul tridimensionnel, chargement latéral, couplage fluide-squelette, effet de groupe, élastoplasticité, éléments finis, méthode (p-y), micropieux, sols renforcés, sols saturés.

Abstract

The present work includes a study of the behaviour of laterally loaded micropiles used as reinforcement elements in dry or saturated soils. It is divided into three parts :

The first part is devoted to the study of the laterally loaded single micropiles. Firstly, we present a synthesis of works realized in this field, then, we present a method of calculation of laterally loaded micropiles based on the numerical construction of the (p-y) curves from a plane modeling. After a description of this method, we show its validation by comparing the results of the proposed method to those obtained with three-dimensional calculations. The tests of validation concern a micropile in two types of soils : sand and clay.

The second part concerns micropile groups. Firstly, we present a synthesis of works realized on the calculation of laterally loaded pile groups, then, we present tests of the proposed method in the first part on two groups of micropiles composed respectively of two and three elements in sandy and silty soils.

The influence of the fluid-skeleton coupling on the behaviour of laterally loaded micropiles is analyzed in the third part with a three-dimensional finit element modeling with a non associated elastoplastic law for soils. Firstly, we analyse the behaviour of a single micropile and the effect of the permeability of the soil on that behaviour, then we study the influence of the fluid-skeleton coupling on the micropile groups. After an analysis of a reference case, we study the influence of consolidation on the group effect.

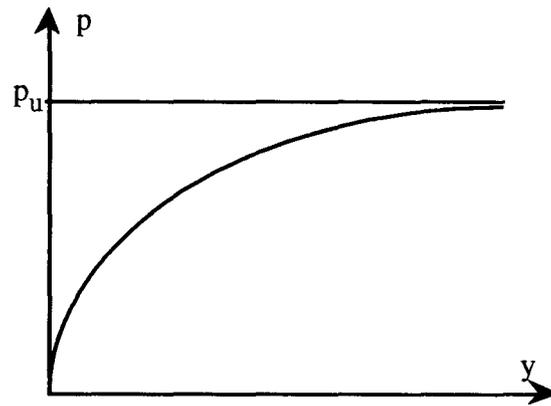
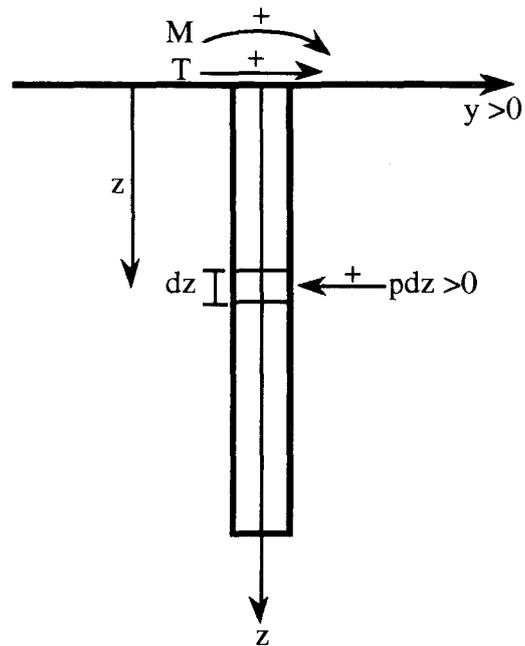
Key words : Elastoplasticity, finit element, fluid-skeleton coupling, group effect, laterally loaded, micropiles, (p-y) method, reinforced soils, saturated soils, three-dimensional analysis.

Notations

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce rapport.

σ	tenseur des contraintes totales
σ'	tenseur des contraintes effectives
ε	tenseur de déformations
p_w	pression interstitielle
k	perméabilité des sols
N, \bar{N}	fonctions d'interpolation pour les déplacements et la pression interstitielle
D, \bar{D}	gradients de N et \bar{N}
u	champ de déplacement
v	vitesse relative du fluide par rapport au squelette
K_f	module de compressibilité du fluide
ρ	masse volumique
n	porosité
ϕ	angle de frottement du sol
ψ	angle de dilatance du sol
E_s	module de Young du sol
ν_s	coefficient de Poisson du sol
G_s	module de cisaillement du sol
C	cohésion
B	diamètre ou largeur du micropieu
L	longueur du micropieu
E_p	module de Young du micropieu
S	espacement entre les axes des micropieux
M	moment fléchissant du micropieu
K_r	rigidité relative micropieu - sol
L_c	longueur critique du micropieu
l_0	longueur de transfert
z_c	profondeur critique
z	profondeur

Notations et conventions de signes adoptées pour la méthode (p-y)



Courbe de réaction (p-y) du sol

p : La réaction du sol (force répartie sur le pieu en kN/ml)

P : La pression de réaction (kPa) $p = P B$

p_u : La réaction ultime (kN/ml)

P_u : La pression ultime (kPa)

Introduction générale

Les micropieux sont des pieux de petit diamètre (inférieur à 25cm) qui sont généralement utilisés en groupes ou en réseaux pour l'amélioration des propriétés des sols. On leur trouve de nombreuses applications en mécanique des sols, notamment pour les fondations d'ouvrages neufs (Fenoux 1976 ; Lizzi 1985), les reprises en sous-oeuvre (Lizzi 1982, 1988), les travaux d'excavation (Lizzi 1982) et la stabilisation des pentes et talus (Iwabushi 1979).

Le calcul des sols renforcés par micropieux pose de nombreuses difficultés, car il requiert la résolution d'un problème tridimensionnel, non linéaire, fortement hétérogène avec la prise en compte des conditions initiales complexes et éventuellement du couplage fluide-squelette. Aussi, dans la pratique, on utilise les méthodes de calcul des pieux de grand diamètre ou la technique de l'homogénéisation (de Buhan et Maghous 1997)

Le présent travail s'inscrit dans le cadre du projet national FOREVER (Fondations à Renforcement Vertical). Il porte sur le calcul des groupes de micropieux sous chargement latéral uniquement. Compte tenu des difficultés de ce problème, nous avons choisi la méthode du module de réaction (p-y) proposée pour le calcul de pieux. Cette méthode présente certains avantages, notamment simplicité et souplesse. Elle est largement utilisée dans les calculs pratiques et recommandée par plusieurs règlements.

De nombreux travaux ont été consacrés à la construction des courbes de réaction (p-y) pour les pieux. Une analyse de ces travaux montre qu'il est très difficile de proposer une forme générale des courbes de réaction qui prend en compte les propriétés des sols, les conditions d'encastrement en tête, la géométrie des groupes et la disposition des éléments des groupes par rapport au chargement. Face à cette difficulté, certains auteurs ont proposé de construire ces courbes à partir d'une modélisation numérique (Yegian et Wright 1973 ; Poulos et Chen. 1993).

Dans un premier temps, on va décrire la mise en oeuvre pratique de cette méthode pour le calcul des micropieux isolés et en groupes; ensuite on présente des tests de vérification en comparant les résultats de la méthode proposée à ceux obtenus par des calculs tridimensionnels.

Puisque les micropieux sont utilisés dans le renforcement des sols médiocres, on est confronté dans certains cas au calcul des micropieux dans des sols saturés où le comportement des micropieux peut être influencé par le couplage fluide-squelette. Le problème de la consolidation des pieux a été étudié dans le cas d'un chargement axial, mais peu d'études ont été consacrées aux pieux sous chargement latéral. Ces travaux

concernaient uniquement les pieux isolés. Afin d'apporter une contribution à une meilleure compréhension de l'influence du couplage fluide-squelette sur le comportement des micropieux sous chargement latéral, nous avons réalisé une étude de ce problème à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis avec une loi élastoplastique non associée pour le sol.

Le travail est présenté en trois parties :

La première partie est consacrée à l'étude du comportement des micropieux isolés sous chargement latéral. Elle est composée de deux chapitres. Dans un premier temps (chapitre I), nous présentons une synthèse des travaux réalisés dans ce domaine; par la suite (chapitre II), on présente une méthode de calcul des micropieux sous chargement latéral basée sur la construction numérique des courbes de réaction à partir d'une modélisation plane. Après une description de cette méthode, on présente sa validation sur un micropieu dans deux types de sols, à savoir : le sable et l'argile.

La deuxième partie est consacrée au calcul des groupes des micropieux. Elle est composée de deux chapitres. Nous présentons tout d'abord (chapitre III) une synthèse des travaux réalisés sur le calcul des groupes de pieux chargés latéralement; ensuite (chapitre IV) on présente des tests de la méthode proposée dans la première partie sur deux groupes de micropieux composés respectivement de deux et trois éléments dans des sols sableux et argileux.

L'influence du couplage fluide-squelette sur le comportement des micropieux sous chargement latéral est analysée dans la troisième partie qui est également composée de deux chapitres. Après un rappel de la formulation du problème de la consolidation des sols saturés et l'introduction de cette formulation dans un code de calcul par éléments finis PECPLAS3D (chapitre V), on étudie l'influence du couplage fluide-squelette sur le comportement des micropieux soumis à un chargement latéral (chapitre VI).

PARTIE A

Calcul des micropieux isolés sous chargement latéral à l'aide de la méthode (p-y)

Cette partie est consacrée à l'étude du comportement des micropieux isolés sous chargement latéral. Elle est composée de deux chapitres. Dans le premier, nous présentons une synthèse des travaux réalisés sur le calcul des pieux sous chargement latéral. Dans le second chapitre, on présente une méthodologie pour le calcul des micropieux sous chargement latéral fondée sur la construction numérique des courbes de réaction à partir d'une modélisation plane des tranches horizontales de sols comportant les micropieux. Après une description de cette démarche, on présente sa validation sur un micropieu dans un sol sableux et un sol argileux.

Chapitre I

Calcul des pieux isolés sous chargement latéral : Analyse bibliographique

I.1. Introduction

L'analyse du comportement des pieux isolés soumis à un chargement latéral est un problème complexe d'interaction sol(s)-structure(s). Une modélisation rigoureuse de ce comportement nécessite la prise en compte de divers aspects, notamment : (i) le caractère tridimensionnel du système sol-pieu, (ii) le comportement complexe des sols, (iii) les conditions à l'interface sol-pieu, (iv) le mode d'installation des pieux et (v) le type de liaison des pieux dans le chevêtre.

Vu la complexité de ce problème, des approches analytiques et numériques basées sur des hypothèses simplifiées ou sur des expérimentations réelles ont été développées. Ces méthodes peuvent être regroupées en deux catégories à savoir : les méthodes basées sur la modélisation du sol par un milieu continu et la méthode p-y. Dans les sections suivantes, on présente les principes de ces méthodes, puis on décrit d'une manière plus détaillée la méthode (p-y) qui fait l'objet du présent travail.

I.2. Approche "milieu continu"

I.2.1. Méthodes basées sur la solution de Mindlin

Les méthodes basées sur la solution de Mindlin (1936) consistent à assimiler le sol à un continuum et le pieu à un écran mince flexible rectangulaire de longueur L et de largeur B (Poulos 1971a) ou à une poutre circulaire de rigidité $E_p I_p$ et de diamètre B (Davies et Budhu 1986 ; Budhu et Davies 1987, 1988). Ces méthodes utilisent généralement la solution de Mindlin (1936) du problème d'application d'une force ponctuelle à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini.

Dans ces méthodes deux types de profils sont, en général, utilisés :

- (i) Sol homogène à comportement élastique linéaire : le module de Young E_s et le coefficient de Poisson ν_s sont constants dans le massif (Poulos 1971a ; Davies et Budhu 1986).
- (ii) Sol élastique avec un module de Young qui augmente linéairement avec la profondeur (Gibson 1974 ; Banerjee et Davies 1978 ; Budhu et Davies 1987, 1988).

Pour évaluer les déplacements et les rotations en tête des pieux, les solutions obtenues par ces méthodes sont données par des facteurs d'influence sous forme d'abaques (Poulos 1971a ; Poulos et Davies 1990 ; Poulos 1992a) ou d'expressions algébriques (Poulos 1982b - Davies et Budhu 1986 ; Budhu et Davies 1987, 1988 ; Hull 1987). Ces facteurs montrent que les principaux paramètres influençant le comportement des pieux sont :

- (i) L'élancement (L/B) : le déplacement et la rotation en tête de pieux augmentent avec l'accroissement de l'élancement.
- (ii) La rigidité relative sol-pieu ($E_p I_p / E_s L^4$) : le déplacement et la rotation en tête des pieux augmentent avec l'augmentation de la rigidité relative.
- (iii) Les conditions de liaison avec le chevêtre : sous le même chargement, le déplacement pour un pieu libre en tête est plus grand que celui d'un pieu encasté en tête.

Dans ces solutions, on utilise la notion de la longueur critique L_c , qui désigne la grandeur à partir de laquelle toute augmentation de la longueur du pieu n'a pas d'influence sur le déplacement en tête. Poulos (1992a) a proposé les valeurs suivantes pour la longueur critique :

- Pour un sol homogène :

$$L_c = 4,44 (E_p I_p / E_s)^{1/4}$$

- Pour un sol ayant un module croissant avec la profondeur ($E_s = N_h \cdot z$) :

$$L_c = 3,3 (E_p I_p / N_h)^{1/5}$$

Prise en compte de la plasticité

La prise en compte de la plasticité dans ces méthodes consiste à limiter la réaction du sol à l'interface sol-pieu. Dans ces analyses, trois types de profils de sol ont été utilisés :

- (i) Une argile raide dont le module de Young E_s et la résistance au cisaillement non-drainée C_u sont constants : la pression latérale ultime du sol p_u est limitée à $9C_u$ (Poulos 1971a ; Davies et Budhu 1986).

- (ii) Une argile molle dont le module de 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 pression latérale ultime croît de $2C_u$ à la surface du sol, à $9C_u$ à une profondeur de $3B$; au delà de cette profondeur la réaction ultime est supposée constante (Poulos 1971a ; Budhu et Davies 1988).
- (iii) Un sable dont le module d'Young E_s et la pression latérale ultime p_u augmentent linéairement avec la profondeur (Budhu et Davies 1987) :

$$p_u = 4 K_p \gamma z \quad K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

φ est l'angle de frottement et γ est le poids volumique du sol.

Pour tenir compte de l'effet de la plasticité du sol autour du pieu, des coefficients correcteurs ont été donnés pour utiliser la solution linéaire (Poulos 1971a, 1972b ; Poulos et Davis 1990 ; Davies et Budhu 1986, 1987, 1988). L'analyse de ces coefficients montre que l'effet de la non-linéarité augmente avec la diminution de la rigidité relative et le rapport (L_c/B). Par ailleurs cet effet est plus élevé pour les pieux libres en tête (Poulos 1992a).

Dans certains cas l'effet de la non-linéarité peut être significatif. A titre d'exemple, pour un pieu libre en tête ayant un rapport $L_c/B=10$ et soumis à une force en tête égale à $H=2C_uBL_c$, le déplacement en tête est de 40% plus grand que celui obtenu avec un calcul élastique (Poulos 1992a).

I.2.2. Méthode des éléments finis

Pour tenir compte des aspects plus complexes d'interaction sol-pieu (comportement tridimensionnel, hétérogénéité du sol, lois de comportement non linéaire), certains chercheurs ont utilisé la méthode des éléments finis pour analyser le comportement des pieux sous chargement latéral.

Des analyses bidimensionnelles (Yegian et Wright 1973 ; Atukorala et Byrne 1984 ; Kooijman 1989 ; Bhowmik et Long 1991) et tridimensionnelles (Randolph 1977, 1981 ; Baguelin et Frank 1980 ; Faruque et Desai 1982 ; Shahrour 1989 ; Hage-Chehade et al. 1991 ; Brown et Shie 1990, 1991 ; Kimura et al. 1990 ; Trochanis et al. 1991) ont été réalisées pour analyser le comportement des pieux chargés latéralement. Dans la partie consacrée aux courbes (p - y) (Section I.3.2.4), on donnera des exemples de résultats obtenus avec cette méthode.

I.3. Méthode des courbes de réaction (p-y)

La notion de module de réaction a été introduite par Winkler (1867). Elle a permis un large développement des méthodes de calcul des ouvrages de soutènement. Cette méthode est utilisée dans le calcul des pieux chargés latéralement grâce à sa simplicité (calcul unidimensionnel) et sa capacité de traiter différents profils du sol.

Dans les sections suivantes, on donne le principe de cette méthode ainsi que les différentes techniques de détermination des courbes de réaction (p-y).

I.3.1 Principe de la méthode

Cette méthode consiste à modéliser le pieu par une poutre unidimensionnelle de longueur L , de diamètre B et de rigidité à la flexion $E_p I_p$. Le sol est modélisé par des ressorts indépendants dont la réaction est fonction du déplacement latéral du pieu (courbes (p-y)). Le calcul des pieux se ramène à la résolution de l'équation classique d'une poutre liée au milieu extérieur par une densité d'appuis (Figure I.1) :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + p(z, y) = 0 \quad (\text{I.1})$$

La résolution de cette équation nécessite la connaissance des conditions aux limites en tête et en pointe du pieu.

La courbe de réaction (p-y) dépend de plusieurs facteurs, notamment les caractéristiques mécaniques du sol, la rigidité relative sol-pieu, l'élancement du pieu et les conditions d'encastrement et de chargement en tête (Gazioglu et O'Neill 1984 ; Murchison et O'Neill 1984).

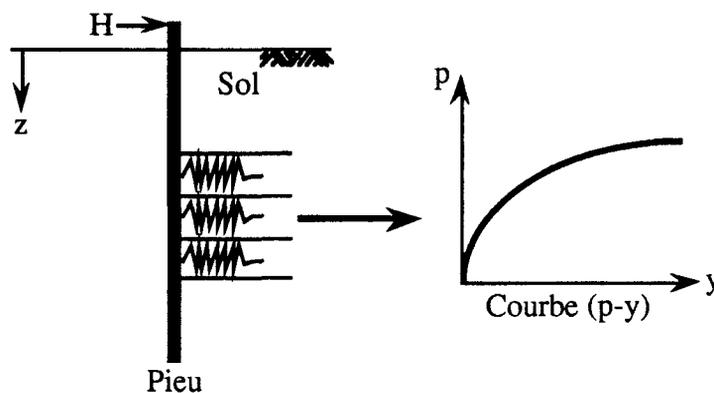


Figure I.1 : Principe de la méthode (p-y) pour le calcul des pieux chargés latéralement

Dans le cas d'un sol élastique linéaire (la courbe de réaction est une droite de pente constante K_s), la résolution de l'équation (I.1) peut être obtenue analytiquement (Hetenyi 1946 ; Bourge et Frank 1989). Elle est donnée par :

$$y = e^x(a_1 \cos x + b_1 \sin x) + e^{-x}(a_2 \cos x + b_2 \sin x)$$

$$x = \frac{z}{l_0} \quad \text{et} \quad l_0 = \left(\frac{4E_p I_p}{K_s B} \right)^{1/4}$$

l_0 : est la longueur de transfert

Les quatre constantes d'intégration (a_1, b_1, a_2, b_2) sont déterminées à partir des conditions aux limites. Si le pieu est infiniment long, ce qui est le cas des pieux de la majeure partie des fondations, on obtient :

- Pour un pieu encastré en tête et soumis à un effort latéral H :

$$y = \frac{H}{K_s B l_0} e^{-x} (\cos x + \sin x)$$

- Pour un pieu libre en tête et soumis à un effort latéral H et à un moment M :

$$y = \frac{M}{K_s B l_0^2} e^{-x} (\cos x - \sin x) + \frac{2H}{K_s B l_0} e^{-x} (\cos x)$$

Dans le cas d'une variation linéaire du module de réaction avec la profondeur, des formules ont été données pour calculer les déplacements et les efforts dans le pieu (Reese et Matlock 1956 ; Matlock et Reese, 1961).

Pour les sols ayant des courbes de réaction ($p-y$) non linéaire (sol élastoplastique ou élastique non linéaire), la résolution de l'équation (I.1) peut être effectuée par des méthodes numériques (Matlock et Reese 1960 ; Matlock 1970 ; Reese et al. 1975 ; Reese 1977 ; Yun-Mei et Ya-Ling 1997 ; Frank 1984).

I.3.2. Détermination des courbes de réaction ($p-y$)

Plusieurs approches ont été proposées pour la détermination des courbes de réaction ($p-y$). Ces méthodes peuvent être regroupées en quatre catégories : méthodes basées sur la théorie de l'élasticité, méthodes empiriques, méthodes basées sur l'essai pressiométrique et méthodes fondées sur une modélisation par la méthode des éléments finis. Dans les sections suivantes, on donne une synthèse des travaux réalisés dans ce domaine.

I.3.2.1. Méthodes basées sur la théorie de l'élasticité

En se basant sur la théorie de l'élasticité, Baguelin et al. (1977) ont étudié en déformations planes le champ de déplacements et de contraintes induits par une force ponctuelle (p) appliquée sur un disque rigide dans le sol. Le modèle analysé (Figure I.2) est constitué d'un disque représentant le sol au centre duquel est fixé un disque indéformable de rayon $B/2$ représentant la section du pieu. La frontière extérieure du modèle, de rayon R_e est supposée encastree.

La courbe (p - y) a été déterminée à partir de l'expression analytique pour le déplacement de la section du pieu. Elle est donnée par :

$$p = K_s y$$

$$\frac{1}{K_s} = \frac{1}{8\pi E} \frac{1+\nu}{1-\nu} \left[(3-4\nu) \ln \left(\frac{R_e}{B/2} \right)^2 - \frac{2}{3-4\nu} \right]$$

Le déplacement y dépend du rayon extérieur R_e du modèle (y tend vers l'infini quand R_e tend vers l'infini). La valeur de R_e à prendre en compte dans le calcul a été estimée par Baguelin et al. (1977) à partir d'une étude tridimensionnelle. Les résultats sont présentés en fonction de la longueur de transfert (l_0) et de la longueur de pieu (L) :

(i) Pieu libre en tête et soumis à une force horizontale :

$$R_e = \inf\{7l_0, 3L\}$$

(ii) Pieu libre en tête et soumis à un moment :

$$R_e = \inf\{3l_0, 1,25L\}$$

(iii) Pieu encastree en tête et soumis à une force horizontale :

$$R_e = \inf\{12l_0, 8L\}$$

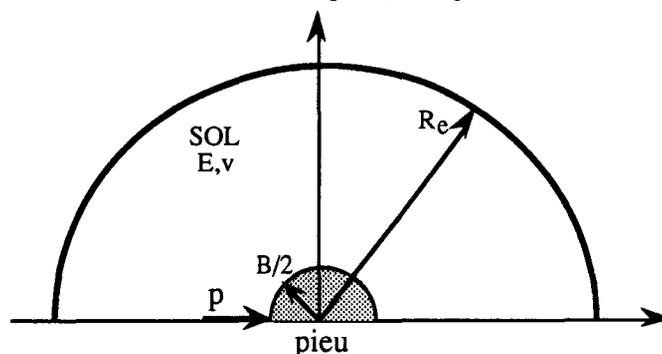


Figure I.2 : Modèle utilisé pour le déplacement d'un disque rigide dans le sol (Baguelin et al. 1977)

I.3.2.2. Méthodes empiriques

Ces méthodes sont basées sur des expérimentations réelles ou sur des modèles réduits en laboratoire ou en centrifugeuse. Parmi ces méthodes, on cite :

Essais en vraie grandeur

Plusieurs expressions ont été proposées pour les principaux types de sol à partir des expérimentations en vraie grandeur : méthode de Reese et al. (1974) pour les courbes (p-y) dans le sable, méthode de Matlock (1970) pour les courbes (p-y) dans l'argile molle, méthodes de Reese et al. (1975) pour les courbes (p-y) dans l'argile raide et la méthode générale pour les courbes (p-y) dans l'argile (Gazioglu et O'Neill 1984).

Ces méthodes ont été préconisées par l'API (American Petroleum Institute) et utilisées pour les ouvrages en mer. Les méthodes pour le sable (Reese et al. 1974) et l'argile (Gazioglu et O'Neill 1984) sont décrites brièvement ci-dessous.

Courbe (p-y) pour le sable :

La figure I.3 montre la courbe de réaction dans le sable proposée par Reese et al. (1974). Elle est constituée de trois segments de droite et un segment de forme parabolique. La réaction limite p_u à une profondeur z est donnée par le minimum des deux valeurs :

$$p_{u1} = A \left\{ \frac{\gamma z}{B} \left[\frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} + K_a z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a B \right] \right\}$$

$$p_{u2} = A \left[K_a \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \right]$$

A est un paramètre empirique (figure I.4),

K_0 est le coefficient des terres au repos,

$\beta = \pi / 4 + \phi / 2$, $\alpha = \phi / 2$ et

$K_a = \tan^2(\pi / 4 - \phi / 2)$.

La valeur de y_u est donnée par la relation : $y_u = \frac{3B}{80}$

Les coordonnées des points m et k à une profondeur z sont données par les relations :

$$p_m = \frac{F}{A} p_u \quad y_m = \frac{B}{60}$$

$$p_k = \frac{z}{B} K_1 y_k \quad y_k = \left(\frac{B p_m}{K_1 z y_m^{1/n}} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad n = \frac{p_m (y_u - y_m)}{y_m (p_u - p_m)}$$

F est un paramètre empirique (figure I.4) et K_1 est le module de réaction initial de sol. Des valeurs ont été recommandées pour ce paramètre (tableau I.1).

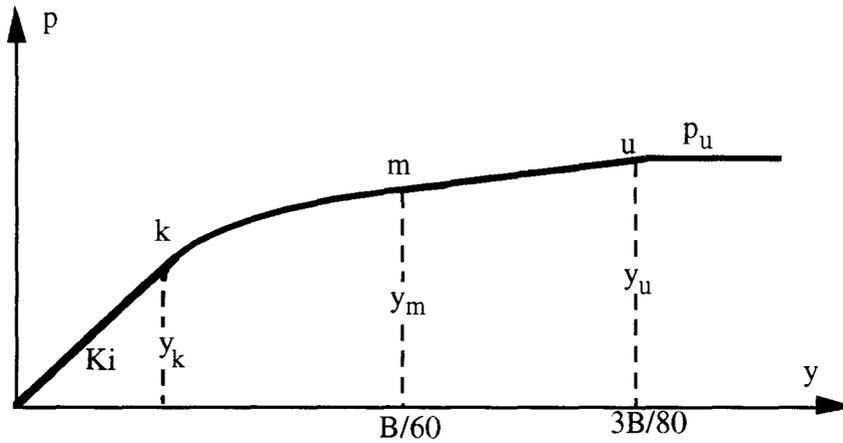


Figure I.3 : Construction de la courbe (p-y) par la méthode de Reese (1974)

Sable	K_1 (kPa/mm)
Lâche	5,43
Moyen	16,28
Dense	33,93

Tableau I.1 : Valeurs du module de réaction initial du sol K_1 (Reese 1974)

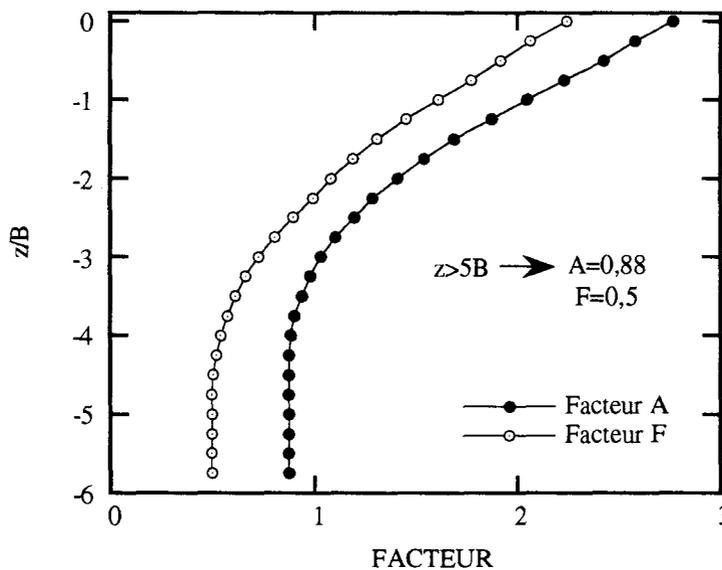


Figure I.4 : Facteurs A et F pour la construction des courbes de réaction (p-y) par la méthode de Reese (1974)

Courbe (p-y) pour l'argile

Une formulation générale pour la construction des courbes (p-y) dans l'argile molle et raide a été proposée par Gazioglu et O'Neill (1984) (figure I.5). L'expression de ces courbes fait intervenir les facteurs suivants :

(i) Un déplacement de référence y_c donné par :

$$y_c = A \varepsilon_c B^{0,5} \left(\frac{E_p I_p}{E_s} \right)^{0,125}$$

ε_c est la déformation axiale atteinte à 50% du déviateur à la rupture dans un essai triaxial non drainé.

A est un facteur empirique qui dépend du degré de consolidation, des conditions d'encastrement en tête et de la force appliquée (valeur moyenne 0,8).

(ii) La profondeur critique z_c s'exprime en fonction de la longueur critique L_c :

$$z_c = \frac{L_c}{4}$$

(iii) La réaction ultime p_u est donnée par :

$$p_u = F N_p C_u B$$

F est un facteur de réduction (tableau I.2),

C_u est la cohésion non drainée et

N_p est le coefficient de résistance latérale du sol :

$$N_p = 3 + 6 \frac{z}{z_c} \leq 9$$

ε_r	< 0,02	0,02 - 0,06	> 0,06
F	0,5	0,75	1

ε_r : Déformation à la rupture dans un essai triaxial en compression

Tableau I.2 : Valeurs du facteur F pour les courbes de réaction dans l'argile Gazioglu et O'Neill (1984)

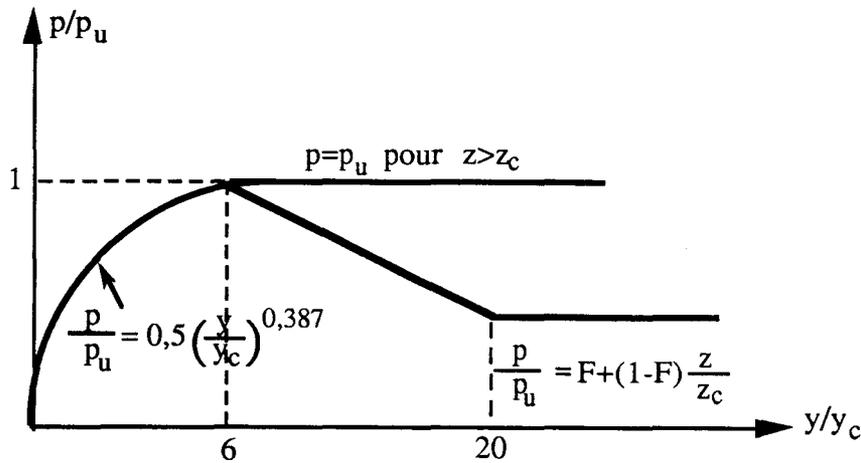


Figure I.5 : Construction de la courbe (p-y) pour l'argile (Gazioglu et O'Neill 1984)

Essais sur modèles réduits

Certains auteurs (Parker 1970 ; O'Neill et Murchison 1983) ont proposé de modéliser la courbe de réaction (p-y) du sable par une fonction en tangente hyperbolique :

$$p = \eta A p_u \tanh\left(\left[\frac{K_1 z}{\eta A p_u}\right] y\right)$$

p_u et K_1 peuvent être déterminés de la même façon que par la méthode de Reese (1974), A est un facteur empirique ($A=3-0,8 z/B \geq 0,9$) et

η un facteur de forme, il est égal à 1,5 pour un pieu rectangulaire et à 1 pour un pieu circulaire.

L'Institut Japonais des recherches portuaires PHRI a proposé une expression simple pour la courbe (p-y) :

$$p = K_s z y^{1/2}$$

La formule est due à Kubo (1965) qui a proposé de déduire la valeur du coefficient K_s à partir de l'essai SPT. Suite à des essais en centrifugeuse sur un sable sec et dense, Terashi et al. (1989) ont proposé de déterminer le coefficient K_s à partir du diamètre du pieu. Le coefficient K_s décroît avec le diamètre jusqu'à une valeur égale à 0,8 m, au delà K_s se stabilise. Une série d'essais sur des pieux de même diamètre mais de rigidités différentes a montré que le coefficient K_s augmente lorsque la rigidité diminue.

En se basant sur des essais en centrifugeuse, Georgiadis et al. (1991) ont proposé une relation hyperbolique pour la courbe (p-y) :

$$p = \frac{y}{\frac{1}{K_s} + \frac{y}{p_u}}$$

K_s est la pente initiale de la courbe (p-y) et p_u est la réaction latérale ultime du sol.

Mezazigh (1995) a réalisé des essais en centrifugeuse sur des pieux enfoncés dans un sable. L'analyse des courbes de réaction obtenues a montré que la résistance latérale du sol croît avec la profondeur jusqu'à une profondeur comprise entre 4B et 5B, ensuite elle se stabilise. Cette valeur pourrait correspondre à l'existence d'une profondeur critique. On note également que pour une profondeur comprise entre 5B et 6B, la pression et le déplacement changent de signe en même temps. La résistance du sol reste cependant la même puisque la pente des courbes p-y reste à peu près inchangée. A partir des essais réalisés, Mezazigh a proposé l'expression suivante pour la courbe (p-y) :

$$p = N_n(I_D) \frac{z}{B} \left(\frac{y}{B} \right)^{0.7}$$

I_D est l'indice de densité de sols. Les valeurs du coefficient N_n sont données dans le tableau I.3

I_D	N_n
0,81	1559,3
0,7	1323,7
0,63	1157,8

Tableau I.3 : Valeurs du coefficient N_n pour les courbes de réaction (Mezazigh 1995)

La figure I.6 montre une comparaison entre les courbes (p-y) obtenues par Mezazigh (1995) et celles préconisées par différents chercheurs et règlements pour deux profondeurs ($z=2,5B$, $z=3,33B$). On remarque que les courbes (p-y) expérimentales sont proches des courbes (p-y) proposées par le règlement Japonais (PHRI ; Terashi et al. 1989). Les courbes préconisées par l'API sont plus raides aux faibles déplacements que les courbes expérimentales; pour les grands déplacements, ces courbes deviennent plus souples avec une résistance ultime inférieure à celle mesurée expérimentalement. Les courbes (p-y) déduites du fascicule 62 (Français) sont en bon accord avec les courbes expérimentales pour les faibles déplacements et sous-estiment la résistance du sol pour les grands déplacements. Les courbes (p-y) proposées par Georgiadis et al. (1991) sous-estiment la résistance du sol pour les faibles profondeurs. Par contre elles sont en accord avec les mesures pour les grandes profondeurs.

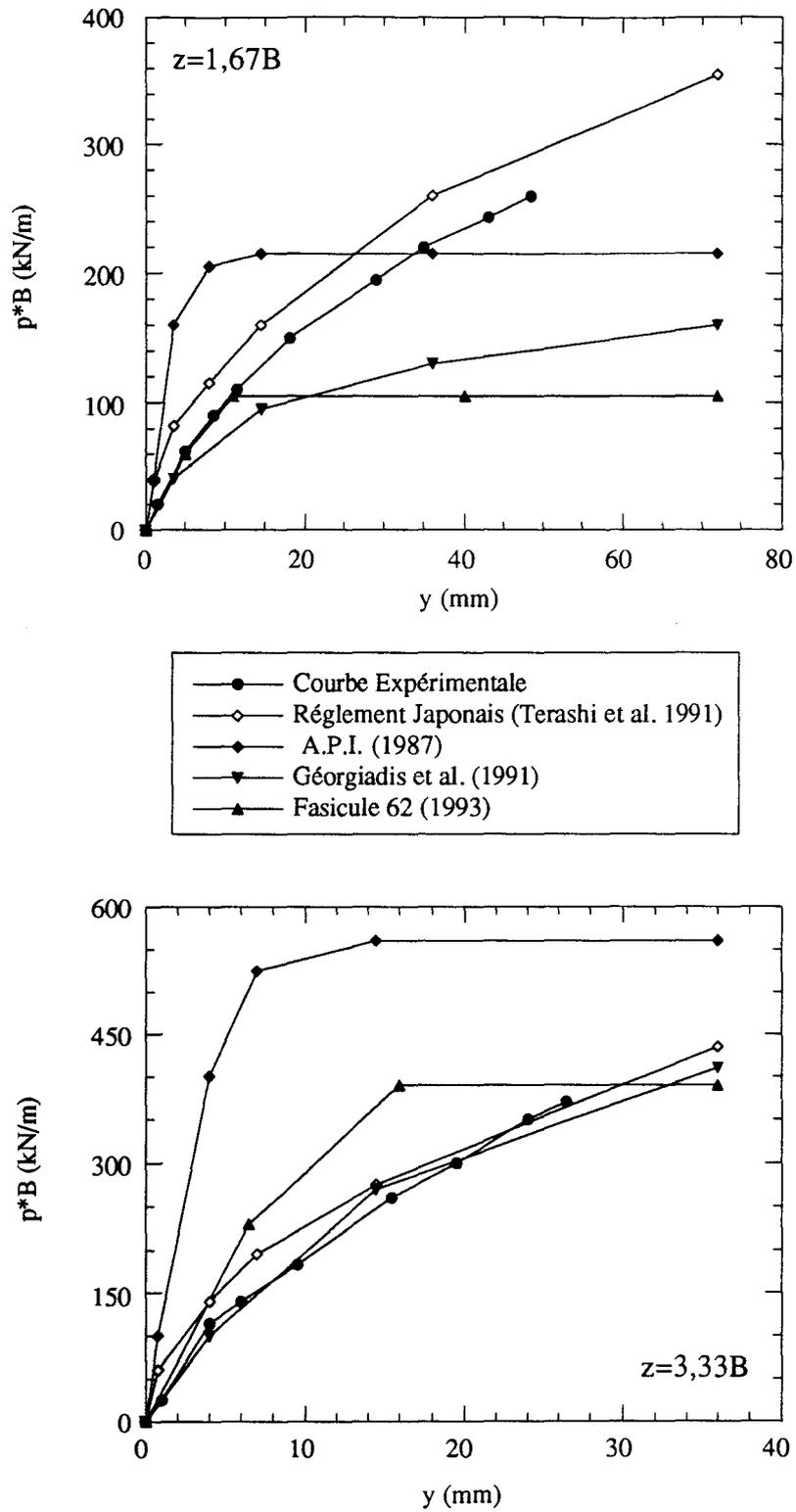


Figure I.6 : Comparaison des courbes (p-y) (Mezazigh 1995)

I.3.2.3. Méthodes basées sur l'essai pressiométrique

L'analogie observée entre la sollicitation du sol par un pieu chargé latéralement et l'expansion d'une cavité cylindrique a amené des chercheurs à proposer des recommandations pour la construction des courbes de réaction (p-y) à partir de l'essai pressiométrique.

Ménard et al. (1969) ont proposé une courbe de réaction (p-y) constituée de deux segments de droite et d'un palier plastique (figure I.7). La première partie de la courbe (OA) est limitée à la réaction de fluage ($P_f B$). Sa pente K_s est donnée par :

$$\frac{1}{K_s} = \frac{2}{9E_M} B_0 \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{6E_M} B \quad \text{Pour } B > B_0$$

$$\frac{1}{K_s} = \frac{B}{E_M} \frac{4(2,65)^\alpha + 3\alpha}{18} \quad \text{Pour } B < B_0$$

E_M : module pressiométrique,

B : diamètre ou largeur frontale du pieu,

B_0 : longueur de référence (prise égale à 0,6m) et

α : Coefficient rhéologique du sol (tableau I.4).

Tourbe	1
Argile	2/3
Limon	1/2
Sable	1/3

Tableau I.4 : Valeurs du coefficient rhéologique du sol α utilisé dans les courbes (p-y) par la méthode Ménard (1969)

Au-delà de la réaction de fluage ($P_f B$), le comportement non linéaire du sol est pris en compte en réduisant le coefficient de réaction (K_s) de moitié. On construit ainsi le second segment AB de la courbe de réaction jusqu'à atteindre la réaction ultime p_u (égale à $P_l B$).

La courbe de réaction proposée n'est valable que pour les profondeurs situées au-delà de la profondeur critique (z_c) où l'effet de la surface n'affecte plus la réaction du sol. Lorsque l'on se situe au-dessus de la profondeur critique, la réaction du sol doit être réduite en utilisant le coefficient λ_z :

$$\lambda_z = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{z}{z_c} \right)$$

La profondeur critique est donnée par :

$$\begin{array}{ll} z_c = 2B & \text{pour les sols cohérents} \\ z_c = 4B & \text{pour les sables} \end{array}$$

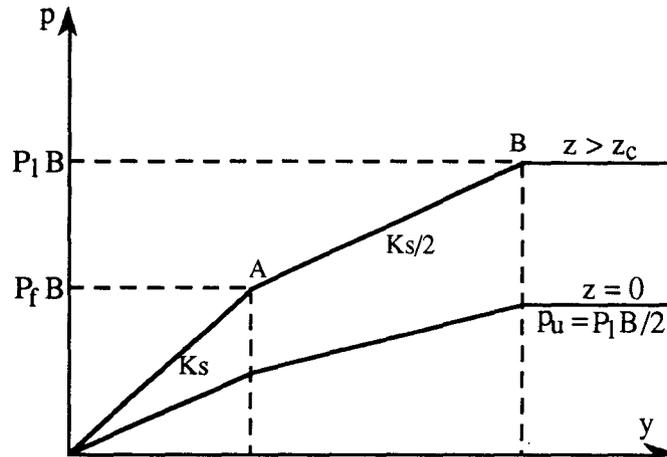


Figure I.7 : Détermination des courbes (p-y) par la méthode Ménard

Dans le cadre d'un programme d'essais sur des pieux en vraie grandeur, Baguelin et Jezequel (1972) ont comparé les courbes d'expansion du pressiomètre autoforeur aux courbes de réaction (p-y). A partir de cette comparaison Baguelin (1982) a proposé de construire les courbes (p-y) par le changement de variables (figure I.8) :

$$\begin{aligned} p &= (P_p - P_0)B \\ y &= \frac{B}{2} \frac{\Delta V}{V_0} \end{aligned}$$

$(P_p, \Delta V/V_0)$ désigne les résultats de l'essai pressiométrique,

(P_0, V_0) sont respectivement la pression initiale et le volume initial de la sonde.

La réaction du sol est limitée à une valeur ultime p_u donnée par :

$$\begin{array}{ll} p_u = 0,75(P_{20} - P_0)B & \text{Pour le sable} \\ p_u = 0,5(P_{20} - P_0)B & \text{Pour l'argile} \end{array}$$

P_{20} est la pression dans la sonde pour $\Delta V/V_0=20\%$.

Lorsque la profondeur de la couche est inférieure à la profondeur critique, la réaction du sol est minorée de la même façon que la méthode de Ménard.

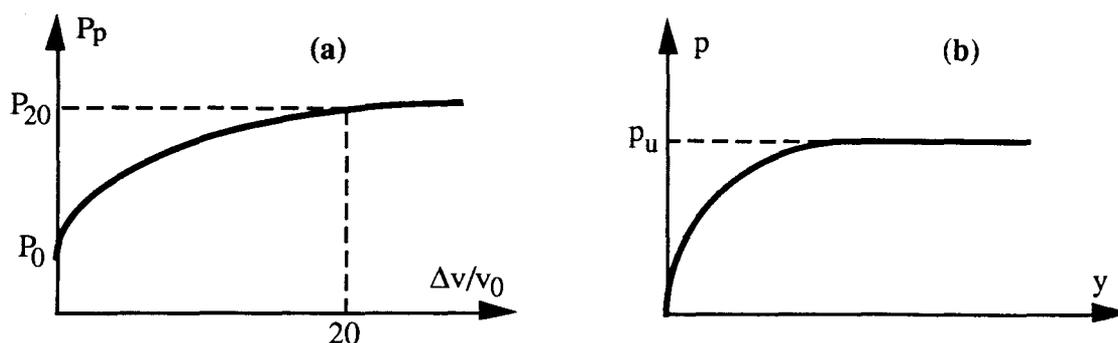


Figure I.8 : Construction de la courbe (p-y) à partir de l'essai au pressiomètre autoforeur
 (a) : Essai au pressiomètre autoforeur
 (b) : Courbe (p-y)

Robertson et al. (1984, 1985, 1986) ont proposé de construire les courbes (p-y) à partir d'un pressiomètre monté sur le cône d'un pénétromètre (pressio-pénétromètre) par le changement de variables :

$$p = \eta (P_p - P_0) B \quad y = \frac{\Delta r}{r_0} \frac{B}{2}$$

η étant le facteur de résistance latérale qui tient compte du fait que le sol offre une résistance limite plus grande pour le pieu que pour le pressiomètre. Les valeurs de ce facteur pour les couches du sol situées en-dessous de la profondeur critique (z_c) sont :

$$\begin{aligned} \eta &= 2 && \text{pour les sols cohérents} \\ \eta &= 1,5 && \text{pour les sables} \end{aligned}$$

Pour les couches de sols situées au-dessus de la profondeur critique, le facteur η est réduit d'une façon linéaire de 2 jusqu'à 0,67 à la surface pour les sols cohérents et de 1,5 jusqu'à 0 pour les sables.

Une méthode pour la construction des courbes de réaction (p-y) à partir de l'essai pressiométrique a été également présentée par Atukorala et Byrne (1986). Elle consiste à appliquer un facteur de correction η à la pression ($P_p - P_0$) de la courbe pressiométrique pour obtenir la courbe de réaction (p-y) :

$$p = \eta (P_p - P_0) B$$

Les valeurs de ce facteur ont été obtenues par une comparaison entre les courbes de réaction (p-y) obtenues en contraintes et déformations planes et la courbe de l'expansion d'une cavité cylindrique dans le sol. Ils ont proposé d'utiliser les facteurs déterminés par des simulations en contraintes planes pour les couches du sol près de la surface et ceux déduits des calculs en déformations planes pour les couches plus profondes (tableau.I.5).

Sol	Calcul	Facteur η	domaine
sable	Déformations planes	$1+0,36(2y/B)$	$2y/B < 5\%$
		2,8	$2y/B \geq 5\%$
	Contraintes planes	$1+0,12(2y/B)$	$2y/B < 5\%$
		1,6	$2y/B \geq 5\%$
argile	Déformations planes	$1+0,25(2y/B)$	$2y/B < 2\%$
		1,5	$2y/B \geq 2\%$
	Contraintes planes	$1+0,05(2y/B)$	$2y/B < 2\%$
		$1-0,04(2y/B)$	$2\% < 2y/B < 10\%$
		0,8	$2y/B \geq 10\%$

Tableau I.5 : Valeurs du facteur η (Atukorala et al. 1986)

I.3.2.4. Méthode des éléments finis

Une analyse bidimensionnelle par éléments finis (en déformations et en contraintes planes) a été réalisée par Yegian et Wright (1973) pour déterminer les courbes de réaction à partir d'une modélisation d'une tranche horizontale du sol comportant un disque rigide représentant le pieu. Le comportement du sol a été décrit à l'aide du modèle hyperbolique de Duncan. Une comparaison des résultats obtenus avec ceux donnés par la méthode de Matlock (1970) montre que les courbes (p-y) calculées par la méthode de Matlock se situent entre les courbes (p-y) calculées en déformations et en contraintes planes. Par ailleurs, ces courbes sont proches des courbes déduites du calcul en contraintes planes dans les couches du sol proches de la surface et de celles déduites du calcul en déformations planes pour les couches plus profondes.

Shahrour (1989) a réalisé une étude tridimensionnelle par la méthode des éléments finis pour modéliser l'essai du pieu isolé de Plancoet (Baguelin et al. 1985 ; Meimon et al 1986) en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb non associé pour le sol. L'analyse des courbes de réaction obtenues à différentes profondeurs montre que (figure I.9) : (i) la raideur initiale des courbes de réaction augmente avec la profondeur, en particulier au voisinage de la tête du pieu et (ii) en fin du chargement, la réaction du sol tend à se stabiliser au voisinage de la surface du sol, mais elle continue à augmenter d'une manière sensible dans les couches inférieures.

Une comparaison entre les courbes p-y déduites du calcul et celles recommandées par l'API pour le sable montre que (figure I.10) : (i) au voisinage de la surface du sol, les formules de l'API donnent des courbes de réaction dont la raideur est supérieure à celle de la méthode des éléments finis et qui atteignent un palier pour des faibles valeurs du déplacement (de l'ordre de 3mm) et (ii) dans les couches inférieures, la méthode de l'API donne des courbes de réactions plus raides et sensiblement supérieures à celles données par la méthode des éléments finis.

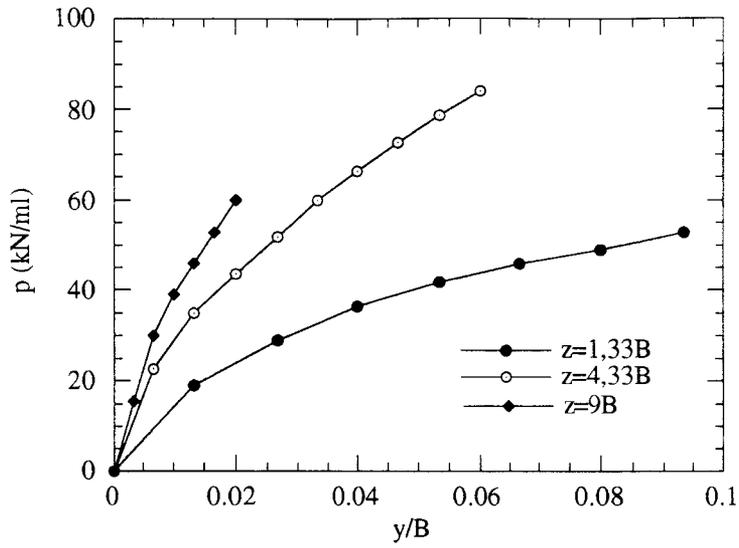


Figure I.9 : Courbes (p-y) calculées par la méthode des éléments finis (Shahrouf 1989)

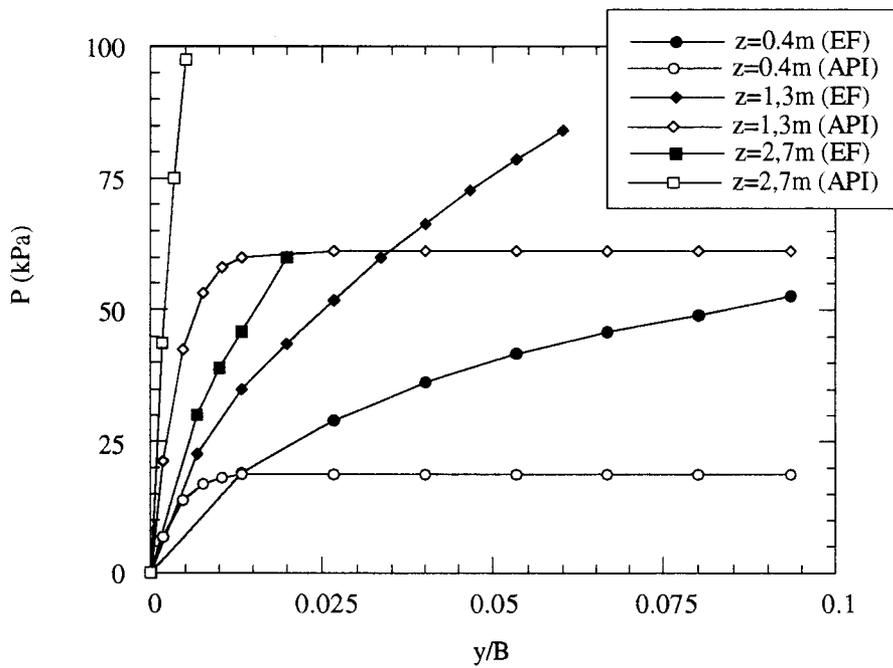


Figure I.10 : Comparaison des courbes (p-y) calculées par la méthode des éléments finis et celles recommandées par l'API (Shahrouf 1989)

Une analyse tridimensionnelle par la méthode des éléments finis a été réalisée par Brown et Shie (1990) en utilisant deux modèles élastoplastiques pour le sol (le modèle de Von-Mises pour l'argile et le modèle de Drucker-Prager pour le sable) avec des éléments d'interface. Une analyse des courbes (p-y) obtenues montre que :

- (i) La variation de la réaction du sol avec la profondeur dans le sable est plus significative que dans l'argile.
- (ii) Les courbes (p-y) proposées par Reese et al. (1974) et Matlock (1970) sous-estiment la réaction du sol près de la surface.

Une étude a été également réalisée pour étudier l'influence de certains paramètres sur les courbes (p-y) dans l'argile (Brown et Shie 1991). Cette étude a montré que (figure I.11) :

- la réaction du sol augmente avec le poids volumique;
- l'influence du coefficient des terres au repos K_0 est relativement faible;
- pour les pieux encastés en tête, on note une légère augmentation de la réaction du sol par rapport aux pieux articulés en tête; cet effet diminue avec la profondeur;
- la réaction du sol décroît d'une manière sensible avec l'inclinaison de la surface du sol dans la direction du chargement.

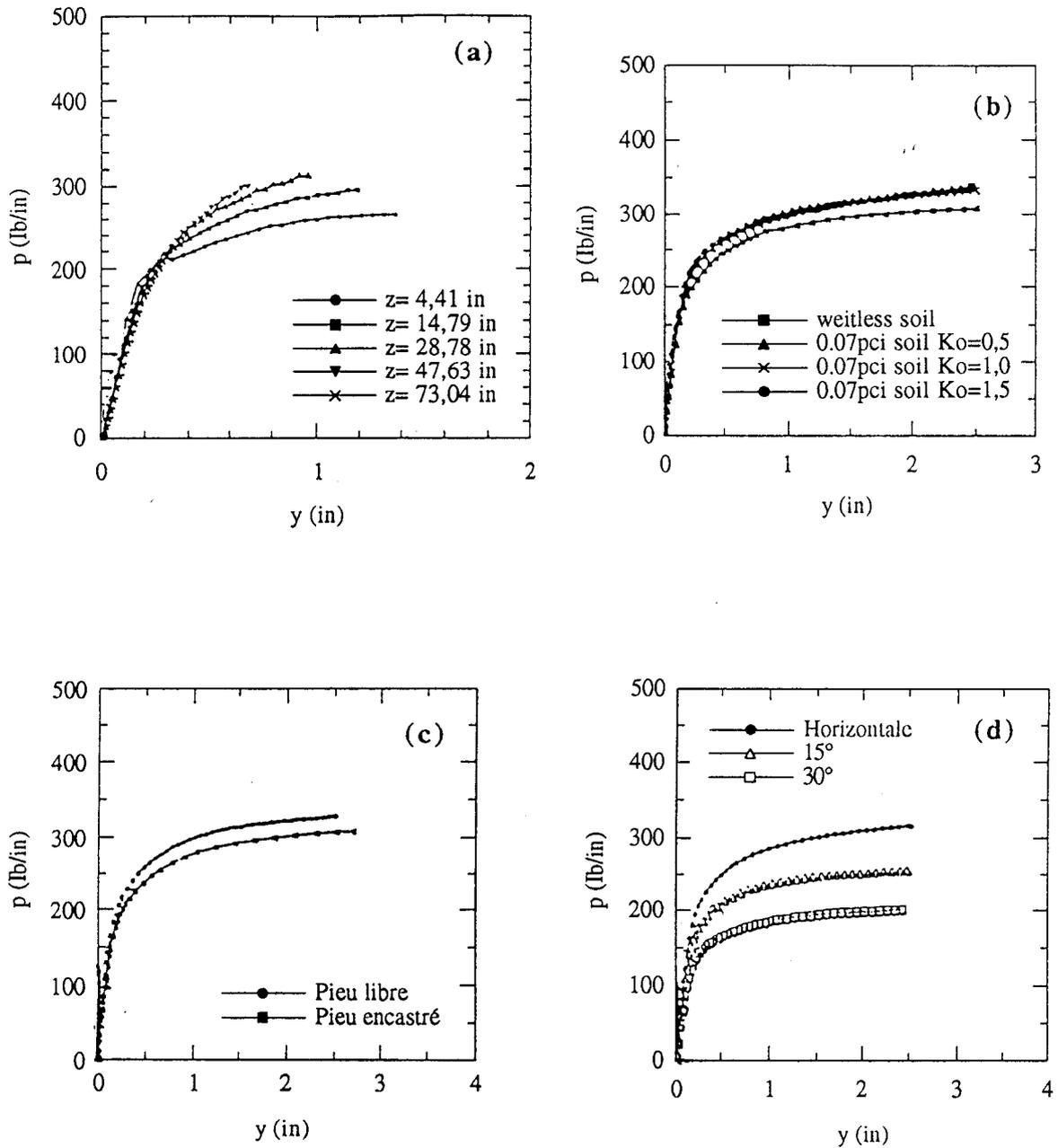


Figure I.11 : Courbes (p-y) calculées par la méthode des éléments finis

(Brown et Shie 1990, 1991) pour l'argile

(a) : Variation des courbes (p-y) avec la profondeur

(b) : Influence des conditions initiales

(c) : Influence des conditions d'encastrement en tête

(d) : Influence de l'inclinaison de la surface du sol

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse des travaux réalisés sur le calcul des pieux chargés latéralement. Cette synthèse a montré que le calcul de ces pieux est effectué soit par des méthodes basées sur la modélisation du sol par un milieu continu, soit par l'utilisation de la méthode des courbes de réaction (p-y) qui est recommandée par divers règlements pour les calculs pratiques. Aussi, diverses formulations ont été proposées pour la construction des courbes de réaction. Ces méthodes sont essentiellement fondées sur des essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits. Certains auteurs ont proposé de construire ces courbes à partir d'une modélisation plane. Dans le chapitre suivant, on propose de vérifier cette méthode en effectuant des comparaisons entre les résultats de cette méthode et ceux d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis.

Chapitre II

Calcul des micropieux isolés sous chargement latéral : Construction numérique des courbes de réaction

II.1. Introduction

Dans le chapitre précédent, nous avons montré que la méthode (p-y) est recommandée pour le calcul des pieux sous chargement latéral. La difficulté d'application de cette méthode consiste dans la construction des courbes de réaction (p-y). Aussi diverses formulations sont proposées pour la construction des courbes (p-y). Du fait que cette méthode soit fondée principalement sur le découpage du massif de sol en couches horizontales et le remplacement de ces couches par des ressorts ayant une rigidité qui dépend des propriétés des sols et de la profondeur, il est possible de construire ces courbes par une modélisation numérique des couches de sol comportant des tronçons des pieux. Cette méthode a été proposée par divers auteurs, notamment, Yegian et Wright (1973) et Poulos et Chen (1993).

Dans ce chapitre, on propose de tester cette méthode. Dans un premier temps, on décrit sa mise en oeuvre pratique, ensuite on la vérifie sur divers exemples en faisant une confrontation entre les résultats obtenus avec cette méthode et ceux d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis.

II.2. Méthodologie proposée

La méthodologie proposée pour le calcul des micropieux isolés soumis à un chargement latéral est la suivante :

- (i) Dans un premier temps, on construit les courbes de réaction (p-y) pour plusieurs profondeurs (jusqu'à la longueur critique L_c), à partir d'une modélisation plane (en contraintes ou en déformations planes) des tranches horizontales du sol comportant un

disque rigide représentant le micropieu et soumis à une force ponctuelle au centre (figure II.1).

(ii) On cherche une approximation des courbes de réaction (p-y) par la relation analytique suivante :

$$p = F_p(y, (\alpha_i)_{i=1,n}) \quad (\text{II.1})$$

et on détermine les différents paramètres $(\alpha_i)_{i=1,n}$ pour les différentes profondeurs.

(iii) On cherche une approximation de la variation des paramètres α_i avec la profondeur par une relation analytique :

$$\alpha_i = F_z(z, (\beta_j)_{j=1,n}) \quad (\text{II.2})$$

et on détermine les différents paramètres $(\beta_j)_{j=1,n}$.

(iv) Ces relations sont ensuite introduites dans un programme de calcul unidimensionnel utilisant la méthode (p-y) pour calculer la déformée et les efforts dans le micropieu.

Cette procédure peut être automatisée dans un programme informatique pour faciliter la réalisation de différentes étapes décrites ci-dessus.

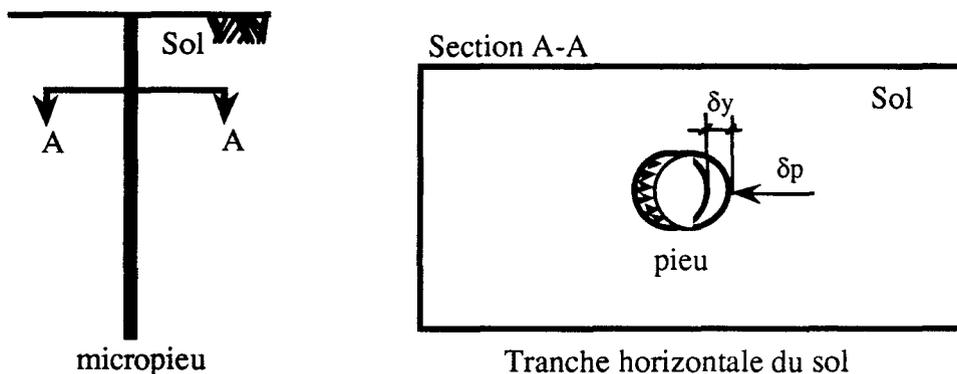


Figure II.1 : Construction des courbes (p-y) par modélisation d'une tranche horizontale du sol (déformations ou contraintes planes)

Dans ce travail, nous avons cherché des expressions simples pour les courbes (p-y). Les applications seront réalisées avec une fonction hyperbolique :

$$p = \frac{a \frac{y}{B}}{b + \frac{y}{B}} \quad (\text{II.3})$$

Les paramètres a et b sont supposés dépendre de la profondeur. Aussi, dans un souci de simplicité, nous avons supposé que ces paramètres variaient linéairement avec la profondeur :

$$\begin{aligned} a &= a_1 \frac{z}{B} + a_2 \\ b &= b_1 \frac{z}{B} + b_2 \end{aligned} \quad (\text{II.4})$$

Dans les sections suivantes, nous allons vérifier la méthodologie proposée sur deux exemples : un micropieu dans le sable et un micropieu dans l'argile.

II.3. Vérification sur micropieu dans le sable

Nous allons tout d'abord présenter les résultats du calcul tridimensionnel, ensuite on présente les résultats du calcul par la méthode (p-y). La vérification de la méthodologie sera effectuée par confrontation des résultats obtenus avec les deux méthodes.

Les calculs bidimensionnels et tridimensionnels ont été réalisés avec le programme PECPLAS3D développé au Laboratoire de Mécanique de Lille (Shahrour, 1992).

II.3.1. Calcul tridimensionnel

Présentation de l'exemple traité

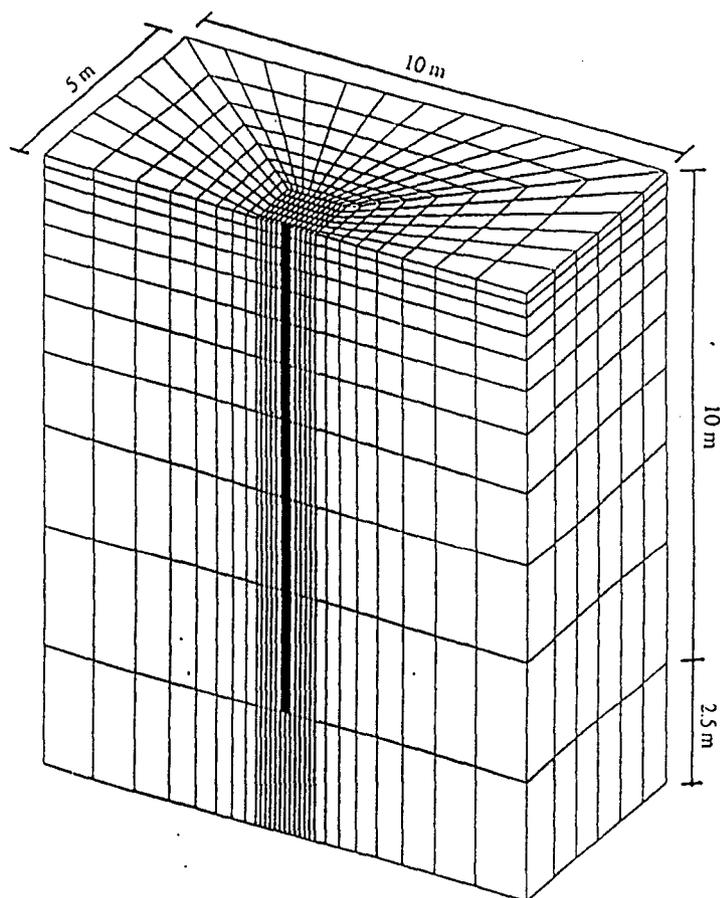
L'exemple traité concerne un micropieu dans un sol sableux. Le comportement du sol est supposé obéir à une loi de comportement de type élastique-parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb non associé. Le comportement du micropieu est supposé élastique-linéaire. Les caractéristiques retenues pour le sol et le micropieu sont reportées dans le tableau II.1. Au niveau du chargement, le pieu est soumis en tête à une force ponctuelle latérale.

Étant donné la symétrie du problème par rapport à l'axe du chargement, le calcul est effectué sur la moitié du massif. Le maillage adopté est illustré dans la figure II.2. Il comporte 2904 éléments hexaédriques (à 20 noeuds) ce qui donne lieu à 13341 noeuds.

E_s (kPa)	ν_s	C (kPa)	φ (°)	ψ (°)	K_0	γ (kN/m ³)
15000	0,37	3	38	5	0,45	18

II.1a : Caractéristiques du sol

Longueur (m)	Section (m ²)	ν	E_p (MPa)
10	0,20 * 0,20	0,3	40 000

II.1b : Caractéristiques du matériau du micropieu**Tableau II.1** : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans un sable : caractéristiques mécaniques et géométriques**Figure II.2** : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans un sable : maillage du domaine (2904 éléments hexaédrique à 20 nœuds, 13341 nœuds)

Résultats

Les résultats du calcul tridimensionnel sont donnés dans la figure II.3. On note :

- (i) une relation non linéaire entre le déplacement en tête et la force appliquée;
- (ii) un moment fléchissant qui atteint son maximum à une profondeur de l'ordre de $z = 6B$;
- (iii) la déformée du micropieu concerne principalement la zone située au voisinage de la tête, elle est négligeable à partir d'une profondeur de l'ordre de $10B$.

Les courbes de réaction (p-y) déduites du calcul tridimensionnel à différentes profondeurs sont données dans la figure II.3d. La réaction p a été calculée à partir de la résultante générale des efforts appliqués sur le micropieu. Une analyse de ces courbes montre que :

- La réaction du sol croît avec la profondeur jusqu'à une profondeur de l'ordre de $5B$. Ce résultat est en accord avec celui obtenu par Mezazigh (1995) en centrifugeuse.
- En fin de chargement, la réaction du sol tend à se stabiliser au voisinage de la surface du sol jusqu'à une profondeur de l'ordre de $z=1,7B$, mais elle continue à augmenter d'une manière sensible dans les couches inférieures. Ce résultat est en accord avec les résultats obtenus par Shahrour (1989) par un calcul tridimensionnel.

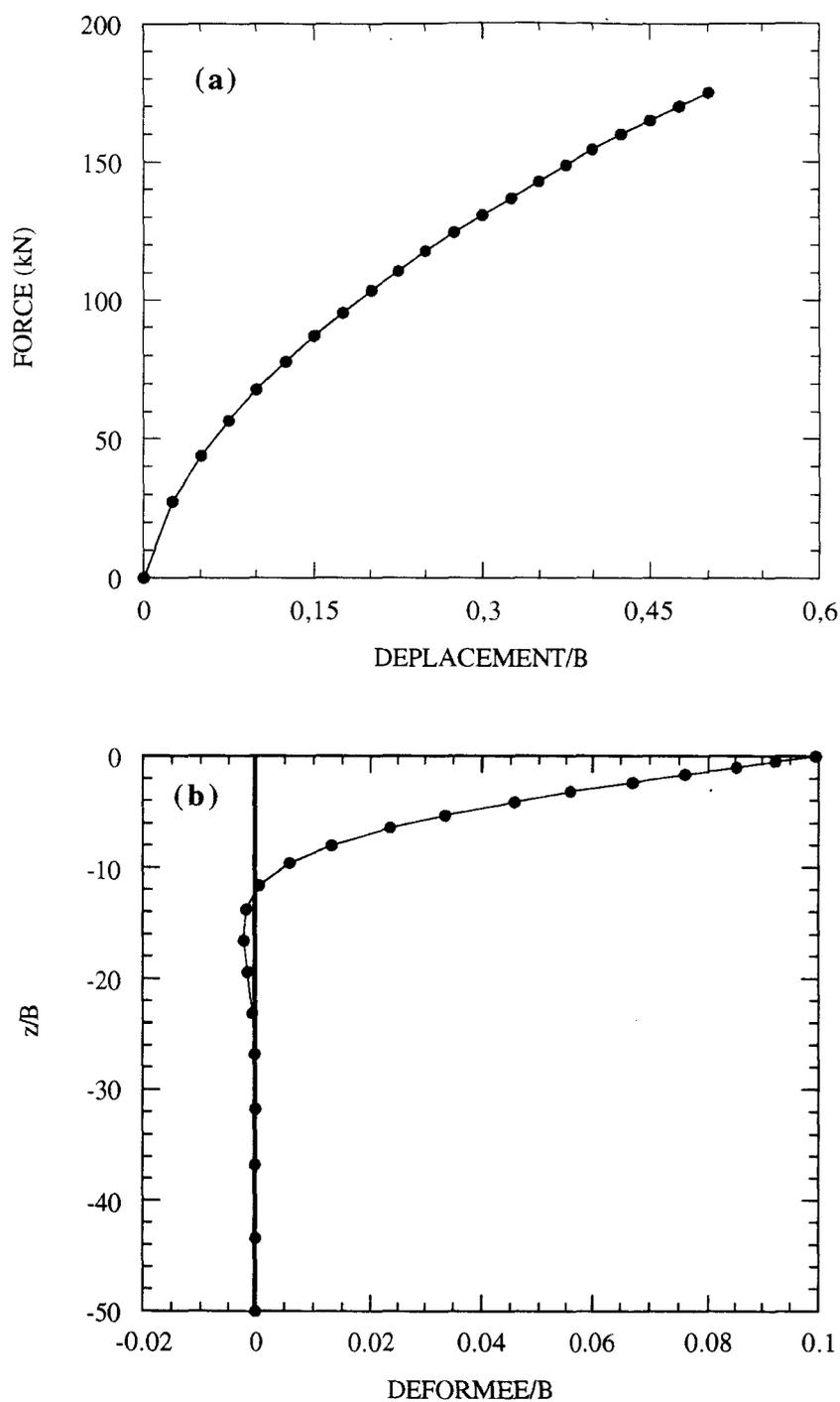


Figure II.3 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans un sable :
résultats du calcul tridimensionnel
(a) : Courbe force - déplacement en tête
(b) : Déformée pour un niveau de chargement $H=68$ kN

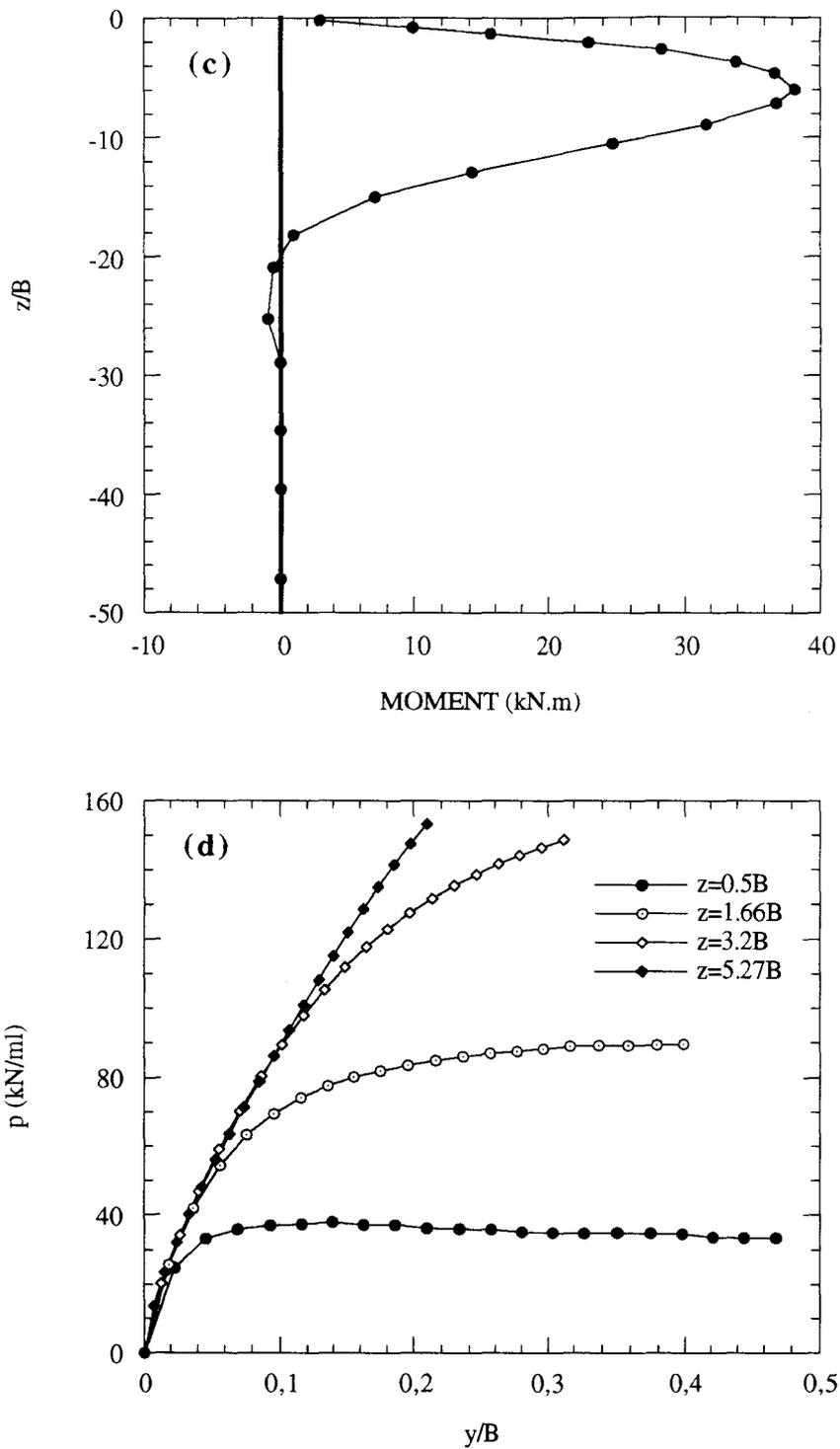


Figure II.3 : Vérification de la méthode ($p-y$) sur un micropieu dans un sable : résultats du calcul tridimensionnel

(c) : Moment fléchissant pour un niveau de chargement $H=68$ kN

(d) : Courbes ($p-y$) pour différentes profondeurs

II.3.2. Calcul avec la méthode (p-y)

II.3.2.1. Construction des courbes (p-y)

Les courbes (p-y) ont été déterminées par une modélisation des tranches horizontales du sol comportant des disques rigides représentant les micropieux. Le maillage bidimensionnel utilisé dans ces calculs est identique au maillage de la section horizontale utilisé dans le calcul tridimensionnel. Un déplacement a été imposé aux niveaux des disques et la réaction du sol a été déterminée par intégration des contraintes autour de la section du micropieu.

La figure II.4 montre les résultats obtenus. Pour les courbes (p-y) calculées en contraintes planes, on remarque que la résistance latérale du sol augmente avec la profondeur d'une manière sensible. Par ailleurs la réaction du sol tend à se stabiliser au voisinage de la surface du sol (jusqu'à une profondeur de l'ordre de $z=1,7B$), mais elle continue à augmenter dans les couches inférieures.

Pour les courbes (p-y) calculées en déformations planes, on remarque que la résistance latérale du sol augmente avec la profondeur d'une manière plus lente que les courbes déduites d'une modélisation en contraintes planes et qu'elles n'atteignent pas un palier. Une comparaison entre les deux familles de courbes montre que les courbes (p-y) calculées en déformations planes sont plus raides que celles calculées en contraintes planes.

Du fait que le problème initial soit tridimensionnel, on propose de confronter les courbes (p-y) construites à partir des calculs plans à celles construites à partir du calcul tridimensionnel pour étudier le domaine de validité de chaque hypothèse (déformations ou contraintes planes). La figure II.5 montre les résultats obtenus. On note que l'hypothèse de contraintes planes donne une bonne estimation des courbes de réaction des couches situées à une profondeur inférieure à $3B$, alors que l'hypothèse des déformations planes reproduit mieux les courbes de réaction des couches situées à une profondeur supérieure à $3B$. Ce résultat est en accord avec les travaux de Yegian et Wright (1973).

II.3.2.2. Approximation des courbes (p-y)

Les courbes (p-y) déduites des calculs plans et tridimensionnel ont été approximées par une fonction hyperbolique (équation II.3). Les valeurs des paramètres intervenant dans cette fonction (a et b) ont été déterminées pour différentes profondeurs. La figure II.6 donne la variation de ces paramètres avec la profondeur. Une régression linéaire a été réalisée pour représenter la variation de ces paramètres avec la profondeur (équations II.4). Les paramètres de la régression linéaire (a_1 , a_2 , b_1 et b_2) trouvés pour les courbes déduites des calculs plans sont illustrés dans le tableau II.2.

Type du calcul	a_1 (kN/ml)	a_2 (kN/ml)	b_1	b_2
Contraintes planes	163	43	0,0232	0,0091
Déformations planes	59	311	-0,0056	0,328

Tableau II.2 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans un sable : valeurs des paramètres (a_1 , a_2 , b_1 et b_2) intervenant dans les courbes (p-y) (équations II.4)

II.3.2.3. Confrontation méthode (p-y) - calcul 3D

Les expressions ont été ensuite utilisées dans un programme de calcul de pieu basé sur la méthode (p-y) en supposant des conditions de contraintes planes jusqu'à une profondeur $z=3B$ et des conditions de déformations planes pour les couches situées à des profondeurs supérieures. Les résultats des calculs tridimensionnel et ceux obtenus avec la méthode (p-y) sont donnés dans la figure II.7. On note un bon accord entre ces résultats.

La figure II.7 montre aussi les résultats des calculs réalisés respectivement avec les courbes (p-y) déduites des contraintes planes et les courbes calculées en déformations planes. On remarque un bon accord entre les résultats obtenus avec les deux méthodes pour les faibles déplacements. Pour les déplacements élevés (déplacement en tête $> 0,15B$), on constate que la méthode (p-y) donne un comportement plus raide pour les déformations planes et plus souple pour les contraintes planes.

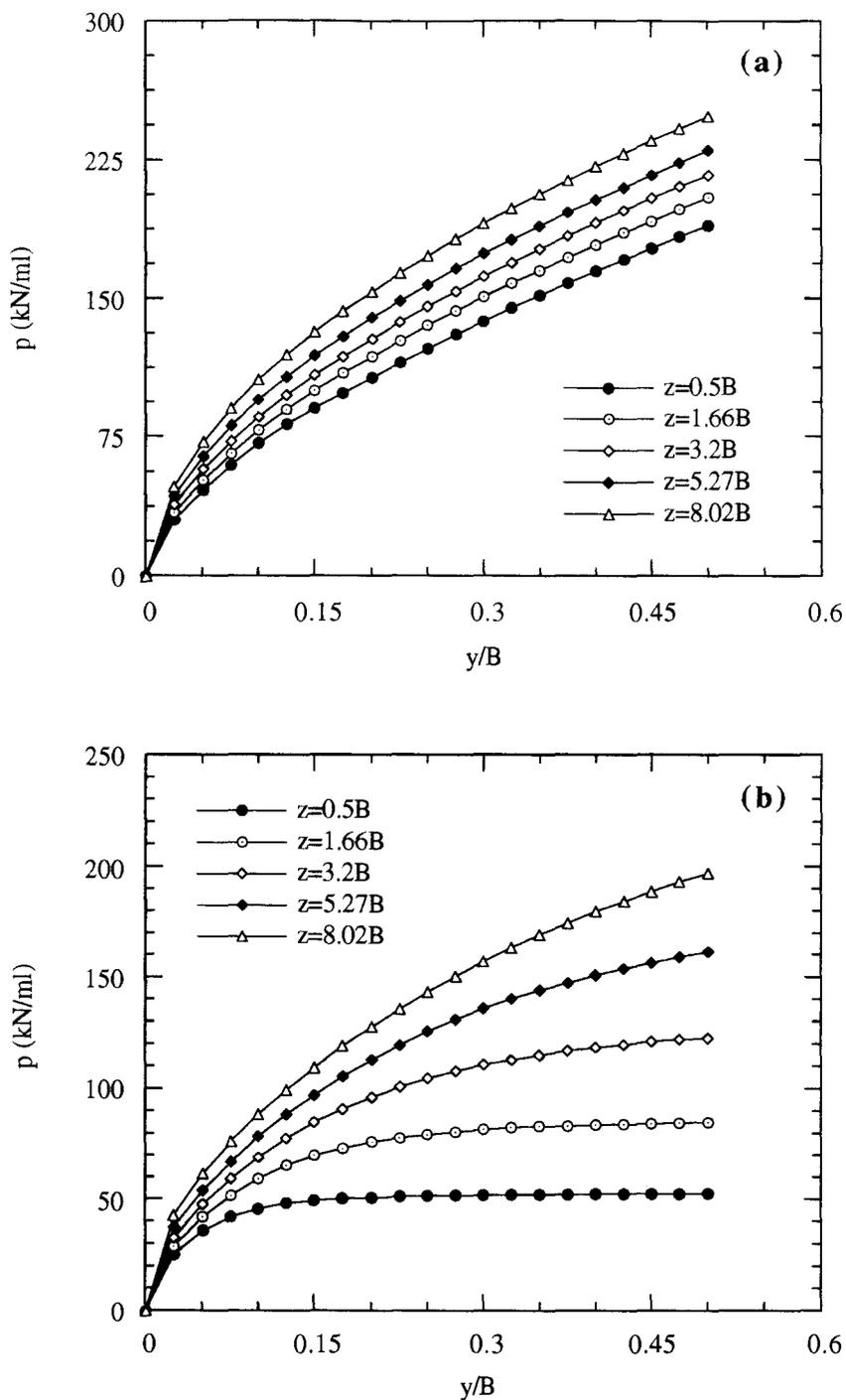


Figure II.4 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans un sable :
 courbes (p-y) déduites d'une modélisation plane
 (a) : Déformations planes
 (b) : Contraintes planes

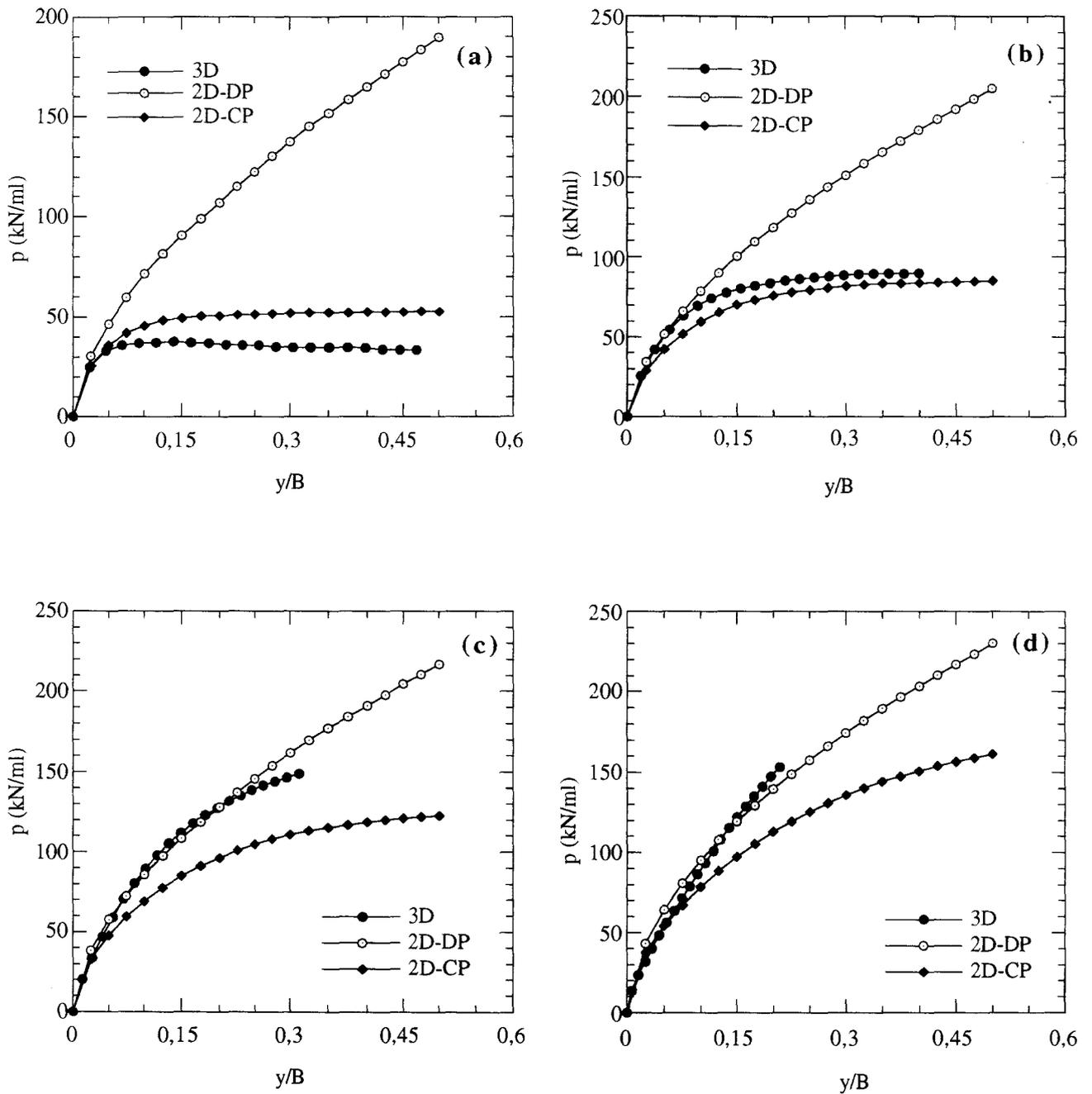


Figure II.5 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans un sable : comparaison des courbes (p-y) déduites des calculs tridimensionnel et plans

(a) : $z=0,50B$

(b) : $z=1,66B$

(c) : $z=3,20B$

(d) : $z=5,27B$

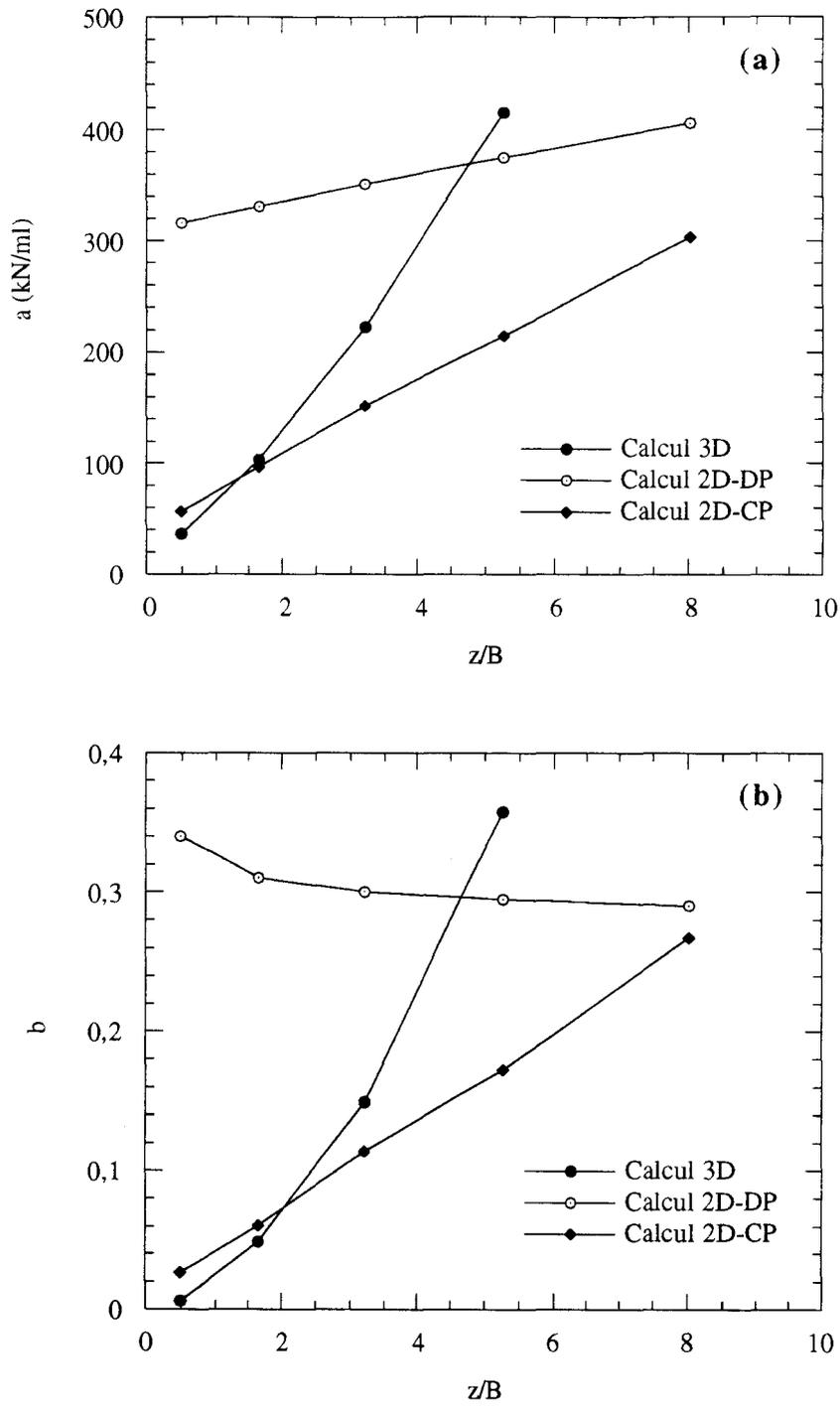


Figure II.6 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans un sable :
 variation des paramètres des courbes de réaction (a, b) avec la profondeur
(a) : Variation du paramètre (a)
(b) : Variation du paramètre (b)

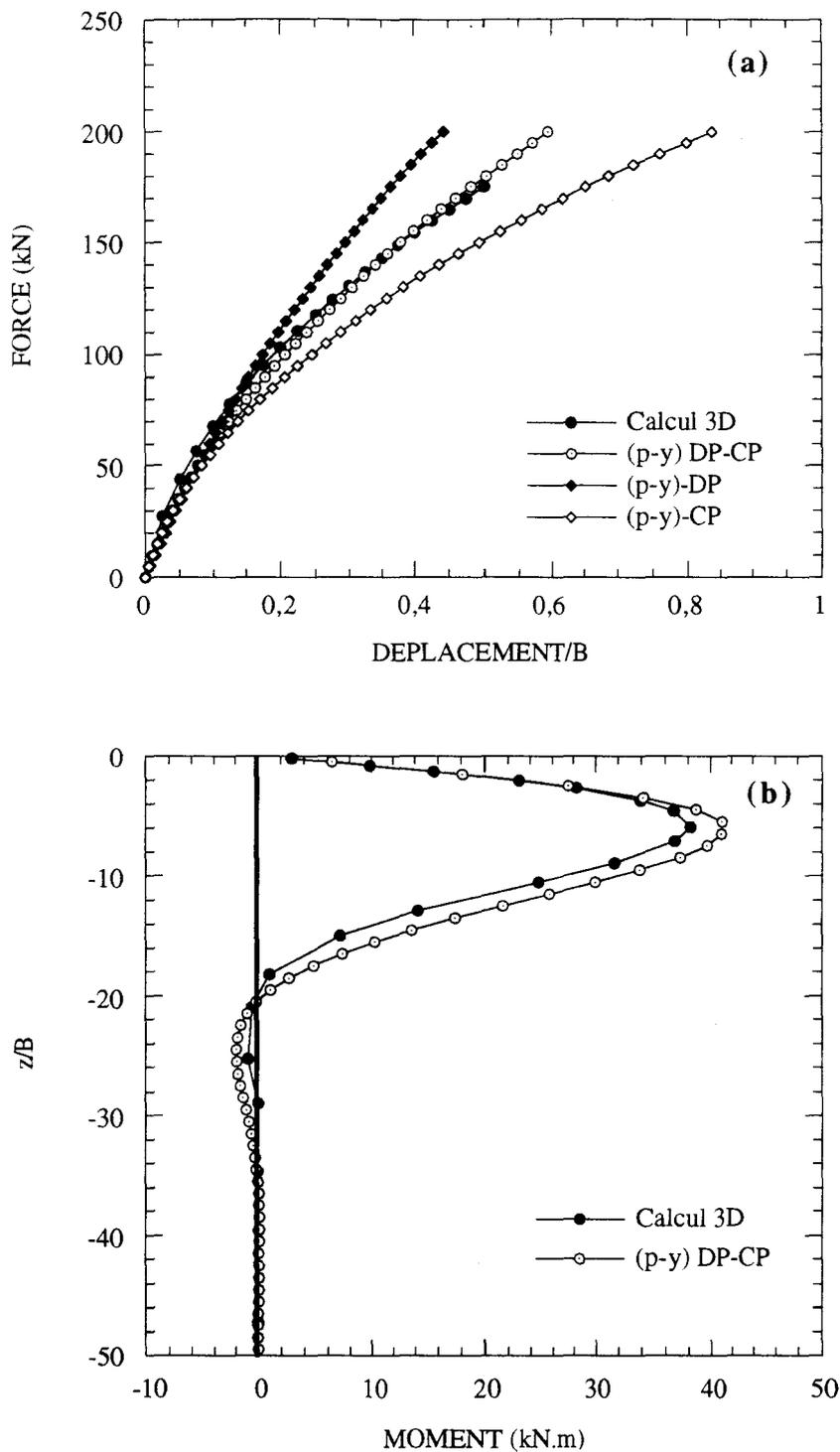


Figure II.7 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans un sable : comparaison calcul tridimensionnel - méthode (p-y)
 (a) : Force - déplacement en tête
 (b) : Moment fléchissant (force en tête H=68 kN)

II.4. Vérification sur micropieu dans l'argile

II.4.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis

Présentation de l'exemple

L'exemple traité concerne un micropieu dans un sol argileux. Le comportement du sol est supposé obéir à une loi de comportement élastique - parfaitement plastique avec un critère de Von - Mises. Les caractéristiques mécaniques retenues pour le sol sont reportées dans le tableau II.3. Le maillage adopté et les caractéristiques du micropieu sont identiques à ceux utilisés pour le micropieu dans le sable (figure II.2, tableau II.1b). Au niveau du chargement, le pieu est soumis en tête à une force ponctuelle latérale.

E_s (kPa)	ν_s	C (kPa)	K_0
8000	0,45	40	0,85

Tableau II.3 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans une argile : caractéristiques du sol

Résultats

La figure II.8 montre les résultats du calcul tridimensionnel. On note, (i) une relation non linéaire entre le déplacement en tête et la force appliquée, (ii) le moment fléchissant se développe dans la partie supérieure du micropieu jusqu'à une profondeur de l'ordre de $20B$ et atteint son maximum à une profondeur de l'ordre de $5B$ ($6B$ dans le cas du sable), (iii) les déformations se développent dans la partie supérieure du micropieu et ceci jusqu'à une profondeur de l'ordre $z=10B$.

A partir des résultats de ce calcul, nous avons déterminé les courbes de réaction (p-y) à différentes profondeurs. Les résultats obtenus sont donnés dans la figure II.8d. On remarque que la partie initiale de ces courbes est indépendante de la profondeur. Ce résultat est en accord avec les courbes (p-y) présentées par Brown et Shie (1990) pour le pieu isolé (figure I.10a). On note également que le palier augmente avec la profondeur jusqu'à une profondeur $z = 3B$ ($5B$ dans le cas du sable).

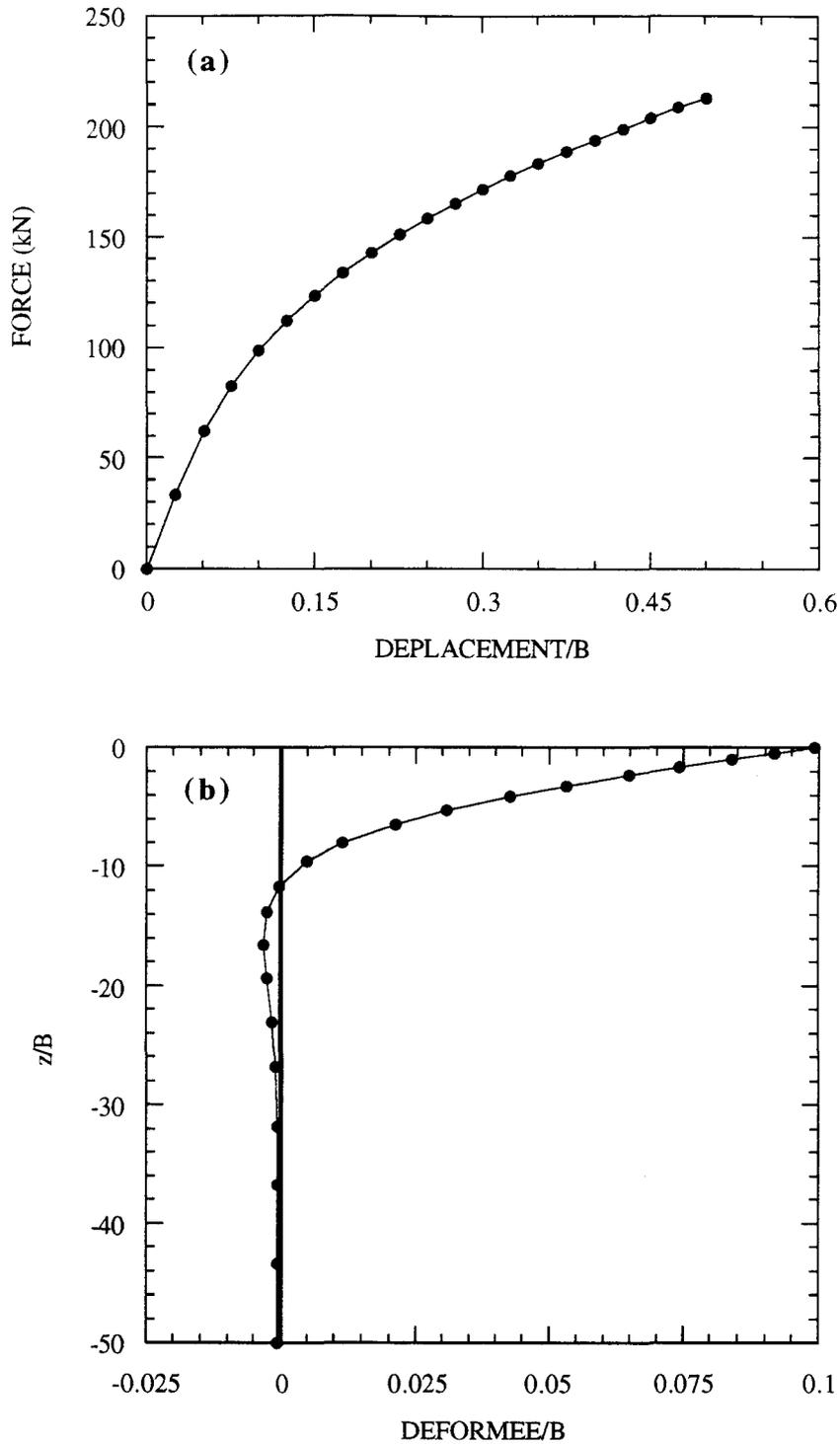


Figure II.8 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans une argile :
 résultats du calcul tridimensionnel
 (a) : Courbe force - déplacement en tête
 (b) : Déformée pour un niveau de chargement H=99 kN

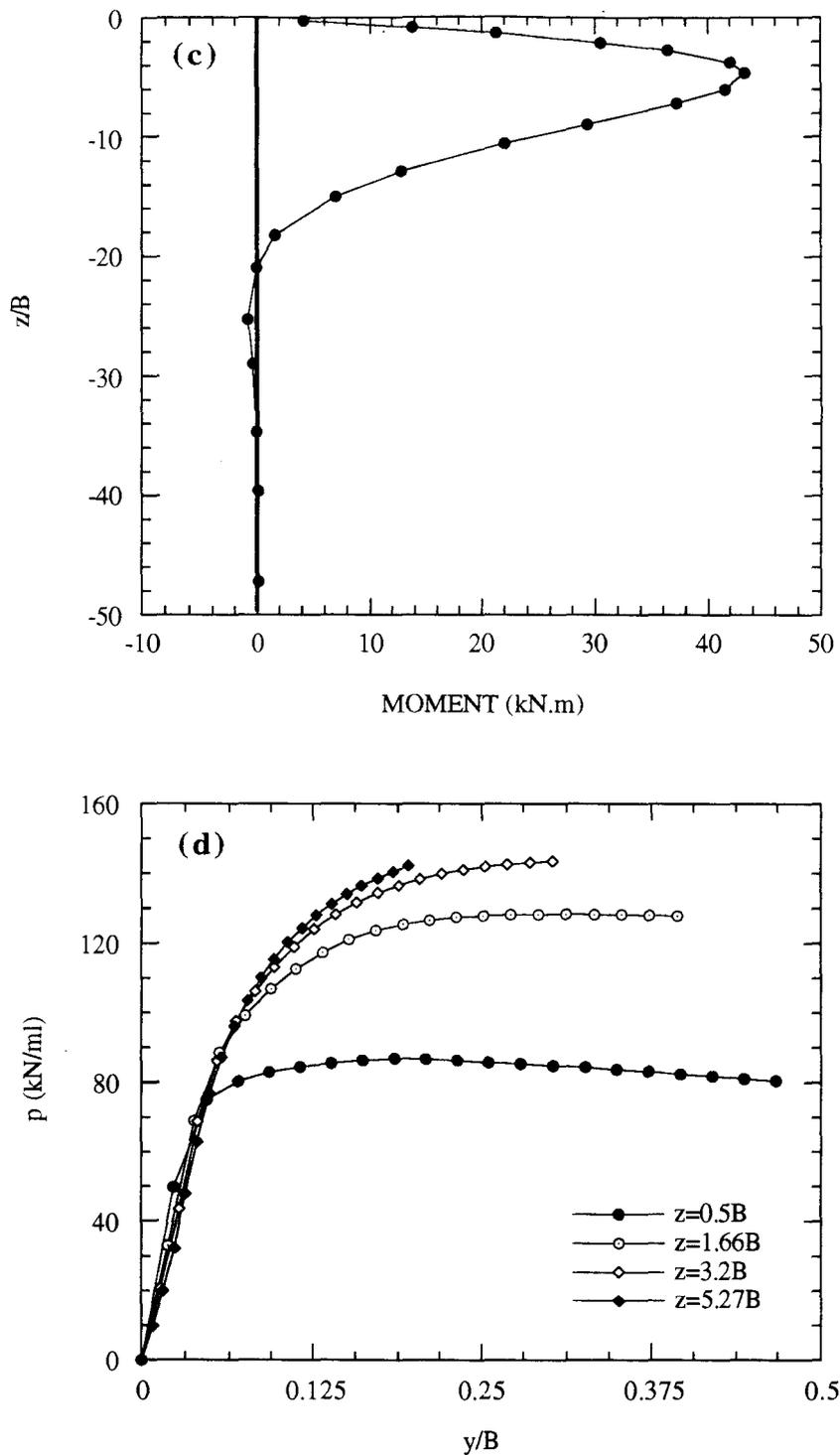


Figure II.8 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans une argile :
 résultats du calcul tridimensionnel
 (c) : Moment fléchissant pour un niveau de chargement $H=99$ kN
 (d) : Courbes (p-y) pour différentes profondeurs

II.4.2. Calcul avec la méthode (p-y)

II.4.2.1. Construction des courbes (p-y)

Afin de vérifier la démarche proposée, nous avons dans un premier temps déterminé par un calcul en déformations planes et en contraintes planes les courbes de réaction (p-y). Les calculs effectués ont montré que les courbes (p-y) varient très légèrement avec la profondeur. La figure II.9 montre les résultats obtenus dans une section. On remarque que les courbes (p-y) calculées en déformations planes sont plus raides que celles calculées en contraintes planes.

Une comparaison entre les courbes de réaction déduites du calcul tridimensionnel et celles déterminées à partir des calculs plans est illustrée dans la figure II.10. Pour les faibles déplacements (inférieurs à $0,075B$), on constate un bon accord entre les trois familles de courbes. Pour les déplacements élevés on note, d'une part, que l'hypothèse de déformations planes surestime le palier de plasticité de l'ordre de 20% pour les grandes profondeurs et de l'ordre de 100% pour les faibles profondeurs et, d'autre part, que l'hypothèse de contraintes planes surestime le palier de plasticité pour les faibles profondeurs et donne de bons résultats pour les grandes profondeurs.

II.4.2.2. Approximation des courbes (p-y)

Les courbes (p-y) déduites des calculs plans ont été modélisées par une fonction hyperbolique (équation II.3). Les valeurs des paramètres intervenant dans cette relation ont été déterminées pour les courbes (p-y) calculées respectivement en contraintes et en déformations planes. Elles sont données dans le tableau II.4.

Type du calcul	a (kN/ml)	b
Contraintes planes	171,42	0,0514
Déformations planes	209,46	0,0567

Tableau II.4 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans une argile : valeurs des paramètres (a et b) intervenant dans les courbes (p-y) (équation II.3)

II.4.2.3. Confrontation méthode (p-y) - calcul 3D

Les courbes (p-y) déterminées ci-dessus ont été utilisées dans un programme de calcul de pieu basé sur la méthode du module de réaction. Les résultats obtenus sont donnés dans la figure II.11. On remarque un bon accord entre les résultats obtenus avec les deux méthodes pour les faibles déplacements. Pour des déplacements élevés (déplacement en tête $> 0,075B$), on constate que la courbe de réaction déduite d'une modélisation en déformations planes donne un comportement plus raide du micropieu, alors que la courbe déduite d'une modélisation en contraintes planes donne des résultats qui sont en bon accord avec ceux du calcul tridimensionnel.

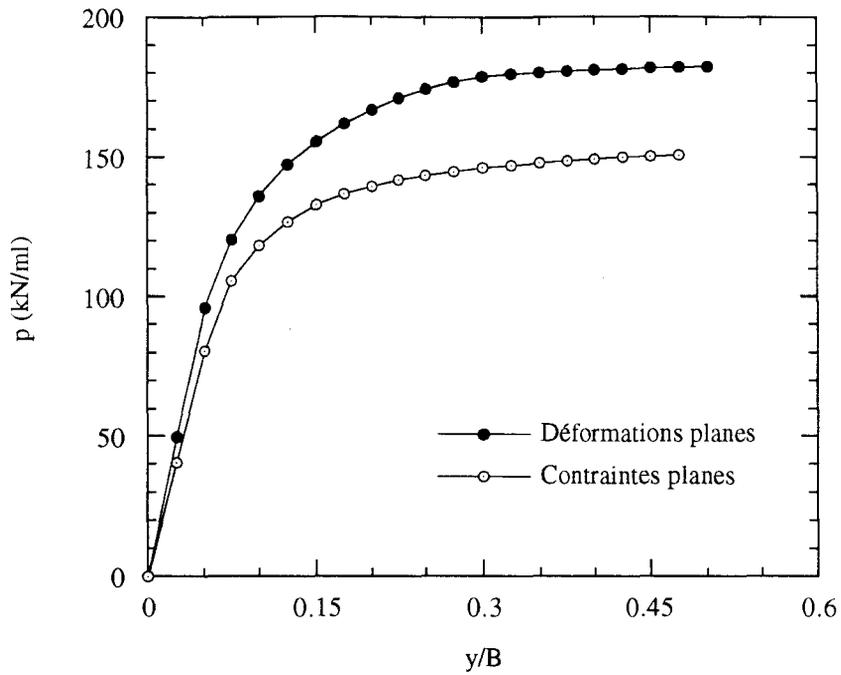


Figure II.9 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans une argile : courbes (p-y) déduites des calculs plans

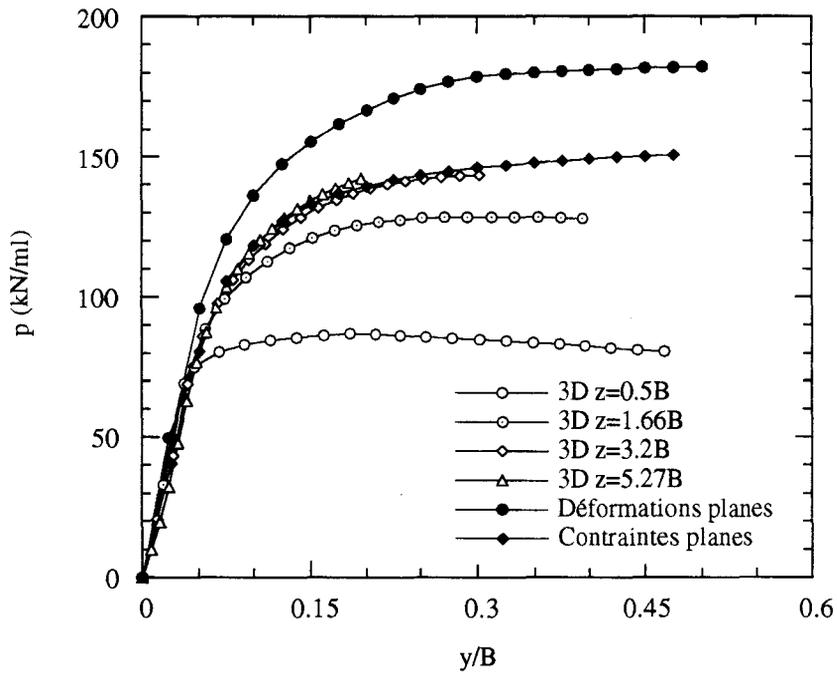


Figure II.10 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans une argile : comparaison des courbes (p-y) déduites des calculs tridimensionnel et plans

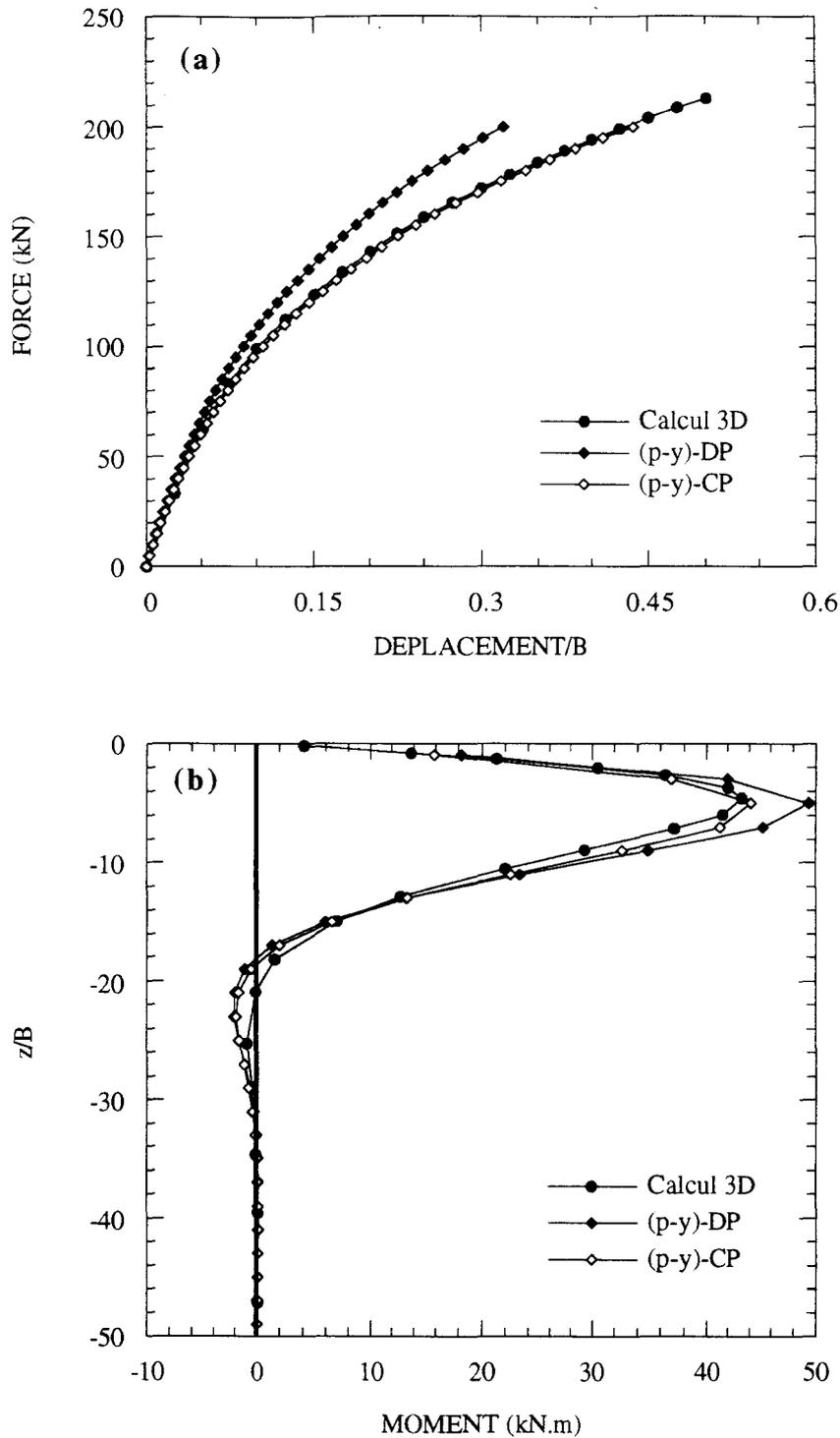


Figure II.11 : Vérification de la méthode (p-y) sur un micropieu dans une argile : comparaison calcul tridimensionnel - méthode (p-y)

(a) : Force - déplacement en tête

(b) : Moment fléchissant (déplacement en tête = 20mm)

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une méthodologie pour le calcul des micropieux sous chargement latéral fondée sur la construction numérique des courbes de réaction à partir d'une modélisation plane des tranches horizontales de sols comportant des tronçons de micropieux. La vérification de cette démarche a été effectuée par confrontation des résultats obtenus avec cette méthode à ceux donnés par des calculs tridimensionnels.

Le test de vérification sur un micropieu dans le sable a montré que la méthode (p-y) donne de bons résultats si on adopte pour les premières couches du sol (profondeur inférieure à 3B) les courbes de réaction déduites des calculs en contraintes planes et pour les couches plus profondes, les courbes de réaction déduites des calculs en déformations planes.

La vérification de cette méthode sur un micropieu dans l'argile a montré que l'hypothèse de contraintes planes donne une estimation correcte du comportement du micropieu, alors que l'hypothèse de déformations planes donne de bons résultats uniquement pour les faibles déplacements (déplacement en tête inférieur à 0,075B).

PARTIE B

Calcul des groupes de micropieux sous chargement latéral à l'aide de la méthode (p-y)

Dans cette partie, nous proposons d'étudier la validité de la méthodologie présentée dans la première partie, pour le calcul des groupes de micropieux. Cette partie est composée de deux chapitres. Dans le premier (chapitre III), on présente une synthèse des travaux réalisés sur le calcul des groupes de pieux chargés latéralement. Dans le second (chapitre IV), on présente des tests de vérification de cette méthodologie sur deux groupes de micropieux composés respectivement de deux et trois éléments et pour deux types de sols (argile et sable).

Chapitre III

Calcul des groupes de pieux sous chargement latéral : Analyse bibliographique

III.1. Introduction

L'analyse du comportement des groupes de pieux soumis à un chargement latéral est un problème complexe d'interaction sol-structure. La modélisation de ce comportement nécessite la prise en compte de divers aspects, notamment : (i) le caractère tridimensionnel du système sol-pieux, (ii) le comportement complexe des sols, (iii) les conditions à l'interface sol-pieu, (iv) le mode d'installation des pieux dans le sol, (v) le type de liaison pieux-chevêtre et (vi) la disposition géométrique des éléments des groupes.

Les pieux dans le groupe ont un comportement différent de celui d'un pieu isolé. Dans ce cas, des questions se posent sur :

- (i) les efforts repris par les différents éléments du groupe.
- (ii) l'effet de la présence des pieux voisins sur le comportement d'un pieu comparé au comportement du même pieu isolé soumis à un chargement comparable en tête (effet de groupe).
- (iii) l'efficacité du groupe qui est définie par le rapport :

$$e = \frac{\text{charge latérale sur le groupe pour un déplacement donné}}{n \times \text{charge latérale sur le pieu isolé au même déplacement}}$$

n : étant le nombre des éléments du groupe.

Des méthodes analytiques et numériques basées sur des hypothèses simplifiées ou sur des expérimentations réelles ont été développées pour tenir compte de l'effet de groupe. Ces méthodes peuvent être regroupées en trois catégories :

- (i) méthodes fondées sur une approche "milieu continu",
- (ii) méthodes fondées sur une approche hybride,
- (iii) méthodes fondées sur la modification des courbes de réaction (p-y).

Dans ce chapitre, on décrit d'abord les principes de ces méthodes, puis on décrit d'une manière plus détaillée celles fondées sur la modification des courbes de réaction (p-y).

III.2. Méthodes fondées sur l'approche "milieu continu"

III.2.1. Méthodes fondées sur la solution de Mindlin

Les méthodes utilisant la solution de Mindlin sont fondées sur des hypothèses simplifiées où le sol est modélisé par un continuum élastique et chaque pieu par un écran mince flexible (Poulos 1971b) ou par une poutre circulaire (Banerjee 1976). L'interaction entre pieux est déterminée en utilisant la solution donnée par Mindlin (1936) pour le problème d'une force ponctuelle appliquée dans un massif élastique semi-infini.

Poulos (1971b) a analysé l'interaction entre deux pieux identiques et identiquement sollicités en tête. Il a déterminé le déplacement supplémentaire d'un pieu dû à la présence d'un pieu voisin pour différentes valeurs de l'espacement entre les deux pieux (S) et de l'angle entre la direction du chargement et la ligne joignant les deux pieux (β). Il a exprimé l'interaction entre les deux pieux par des facteurs d'interaction définis comme étant le rapport du déplacement horizontal supplémentaire dû à la présence d'un pieu voisin au déplacement du pieu dû à son propre chargement.

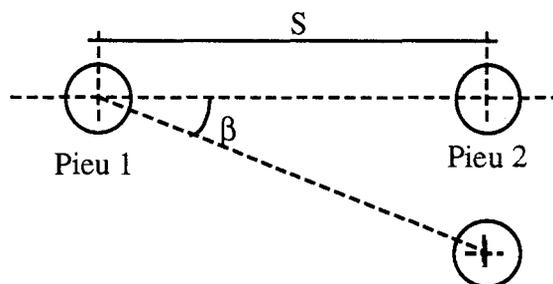


Figure III.1 : Configuration utilisée pour l'étude d'interaction entre deux pieux

Ces facteurs d'interaction sont présentés sous formes d'abaques (Poulos 1971b ; Poulos et Davies 1990). Une étude paramétrique a montré que (Poulos 1971b) :

- (i) l'effet de groupe diminue avec l'augmentation de l'espacement S et de l'angle β ,
- (ii) l'effet de groupe augmente avec l'augmentation de la rigidité relative sol-pieu et avec l'élanement,

- (iii) l'effet de groupe pour les pieux encastés en tête est plus important que celui des pieux articulés en tête,
- (iv) l'effet de groupe augmente avec le nombre de pieux.

Pour déterminer l'effet de groupe dans un groupe composé de plusieurs éléments, Poulos (1971b) a utilisé le principe de superposition : le déplacement supplémentaire d'un pieu dû à la présence des pieux voisins peut être déterminé en utilisant les facteurs d'interaction pour deux pieux.

Ces méthodes ont été améliorées pour tenir compte du comportement non linéaire des sols (Poulos 1975 ; Banerjee et Davies 1980) et de l'hétérogénéité des sols (Banerjee 1976).

Des analyses élastoplastiques par la méthode des éléments finis (Brown et Shie 1990 ; Haahr et Hansen 1989) et des observations expérimentales (Brown et al. 1987 ; Brown et al. 1988 ; Shibata et al. 1988 ; Barton 1982 ; Kulkarni et al. 1985) ont montré que les méthodes de prévision du comportement des groupes de pieux fondées sur l'élasticité linéaire sous-estiment l'effet de groupe et ne permettent pas de retrouver l'influence de la position du pieu par rapport à la direction du chargement. Ceci peut être attribué à l'hypothèse de l'élasticité linéaire qui implique une symétrie entre les rôles des pieux avant et arrière (Haahr et Hansen 1989 ; Georgiadis et al. 1991).

II.2.2. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis a été utilisée par différents auteurs pour analyser le comportement des groupes de pieux. Des analyses bidimensionnelles (Randolph 1981 ; Yegian et Wright 1973 ; Kooijman 1989 ; Poulos et Chen 1993) et tridimensionnelles (Tamura et al. 1982 ; Shibata et al. 1988 ; Haar et al. 1989 ; Brown et Shie 1990 ; Trochanis et al. 1991) ont été réalisées pour analyser le comportement des groupes de pieux. Nous donnons ci-dessous les principaux résultats obtenus.

Randolph (1981, 1985) a utilisé la notion des facteurs d'interaction utilisée par Poulos (1971b) pour analyser l'interaction entre pieux voisins. Les facteurs d'interaction ont été calculés au moyen d'analyse par éléments finis bidimensionnelle en élasticité linéaire (avec un module d'Young constant ou croissant avec la profondeur). Ils ont été présentés sous la forme d'expressions algébriques faisant intervenir l'espacement entre pieux, l'angle entre la direction du chargement et l'axe reliant les deux pieux (β) et les propriétés mécaniques des sols et des pieux. Pour valider ces relations, Randolph a effectué une étude comparative avec les facteurs d'interaction calculés par Poulos. Il a trouvé que les deux méthodes conduisent en général à des résultats proches (Poulos et Randolph 1983).

Haahr et Hansen (1989) ont réalisé des essais en centrifugeuse sur un groupe constitué de trois pieux avec un espacement $S=2B$ dans un sable fin et sec. Ils ont constaté une distribution asymétrique de la charge totale appliquée (une grande partie est reprise par le pieu avant (40%), ensuite, le pieu central (31%) et enfin, le pieu arrière (29%)). Une analyse élastique non linéaire tridimensionnelle par la méthode des éléments finis a été effectuée pour calculer les facteurs d'interaction pour ce groupe. Ils ont montré que les méthodes purement élastiques ne peuvent pas reproduire l'interaction non symétrique observée en centrifugeuse (tableau III.1).

E_s															
	calcul analytique						analyse EF						essai		
● ● ● $\downarrow 2B$	comportement élastique									élastique non linéaire					
	Poulos (1980)	Randolp (1981)	Barton (1982)	Hansen (1988)	Haahr (1988)			Haahr (1986)							
f_1	0,62	0,69	0,77	0,6	0,62	0,61	0,71	0,88							
f_2	0,35	0,5	0,45	0,4	0,44	0,43	0,47	0,67							
f_3	0,62	0,69	0,77	0,6	0,62	0,61	0,55	0,65							
f_t	0,53	0,63	0,66	0,53	0,56	0,55	0,58	0,73							

Tableau III.1 : Comparaison des facteurs d'effet de groupe obtenus par différentes méthodes (Haahr et Hansen 1989)

Une analyse non linéaire tridimensionnelle par la méthode des éléments finis a été réalisée par Tamura et al. (1982) pour analyser l'effet de groupe en utilisant un modèle hyperbolique pour le sol. Bien que chaque pieu dans le groupe ait un comportement différent, le modèle utilisé dans cette étude consiste à considérer que les pieux dans chaque file ont le même comportement et que les files dans le groupe sont de deux types : file extérieure et file intérieure (figure III.2). L'étude a consisté à analyser l'influence de l'espacement et du nombre des pieux dans chaque file sur l'effet de groupe. L'analyse des courbes force-déplacement en tête pour plusieurs configurations et pour différents espacements a montré que :

- L'effet de groupe augmente avec la diminution de l'espacement et avec l'augmentation du nombre de pieux dans la direction de chargement. Cet effet est plus grand pour les files intérieures que les files extérieures.
- Le pieu avant supporte une force plus grande que les autres pieux.
- L'efficacité du groupe augmente avec l'accroissement de l'espacement et avec la diminution du nombre de pieux dans le groupe.

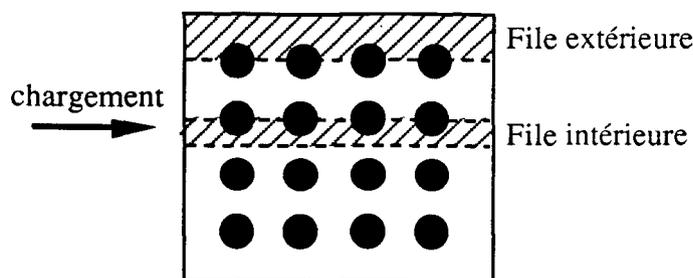


Figure III.2 : Modèle de groupe de pieux analysé par Tamura et al. (1982)

III.3. Méthodes hybrides

Ces méthodes consistent à combiner la méthode des courbes de réaction pour l'analyse des pieux isolés (analyse non linéaire) avec celle de continuum élastique afin d'évaluer l'interaction entre les éléments de groupe (solution de Mindlin, analyse linéaire). Ceci peut être pris en compte directement dans la méthode de résolution (Leung et Chow 1987, Maléki 1995) ou par la modification des courbes de réaction (p-y) (Focht et Koch 1973 ; O'Neill et al. 1977). L'inconvénient de ces méthodes est la superposition d'un déplacement obtenu en utilisant une analyse non linéaire avec un déplacement purement élastique linéaire (l'interaction entre les pieux est supposée élastique linéaire).

Dans les sections suivantes, on décrit brièvement ces méthodes.

III.3.1. Méthode de Leung et Chow (1987)

Cette méthode consiste à introduire les lois de réaction (courbes (p-y)) et l'interaction entre les pieux au moyen de coefficients de flexibilité dans la matrice de flexibilité globale du sol. Dans cette méthode, les pieux sont modélisés par des éléments poutres dont le comportement à la flexion est décrit par la résistance des matériaux, l'expression liant les efforts aux déformations de l'ensemble de noeuds (n) du groupe s'écrit sous la forme :

$$[K_P][y_P] = [P_P] + [F] \quad (\text{III.1})$$

$[K_P]$: matrice de rigidité globale du groupe de pieux,

$[y_P]$: vecteur des déplacements et des rotations aux noeuds,

$[P_P]$: vecteur des forces d'interaction aux interfaces sol-pieux,

$[F]$: vecteur des forces extérieures.

Pour évaluer le vecteur des forces d'interaction, on procède comme suit :

(i) Le déplacement d'un noeud i dû à son propre chargement ainsi qu'au chargement des autres noeuds du groupe est donné par :

$$y_i = \sum_{j=1}^n f_{ij} \cdot P_{sj} \quad (\text{III.2})$$

f_{ij} est le facteur de flexibilité (déplacement du noeud i produit par une charge unitaire au noeud j , dont l'expression a été donnée par Mindlin dans le cas d'un sol élastique) et P_{sj} est la force d'interaction s'exerçant sur le sol au noeud j (interface sol-pieu).

Le coefficient de flexibilité f_{ii} (déplacement du sol du noeud i dû à son propre chargement horizontal unitaire) est donné par :

$$f_{ii} = \frac{1}{K_s \cdot I_i} \quad (\text{III.3})$$

K_s représente le module de réaction au niveau du noeud i et I_i la longueur du tronçon du pieu considéré.

(ii) L'écriture des expressions (III.2) et (III.3) pour l'ensemble des noeuds du groupe sous forme matricielle donne :

$$[y_s] = [F_s][P_s] \quad (\text{III.4})$$

$[y_s]$: vecteur des déplacements horizontaux du sol,

$[F_s]$: matrice de flexibilité du sol et

$[P_s]$: vecteur des forces d'interaction s'exerçant sur le sol aux interfaces sol-pieux.

L'expression (III.4) s'écrit aussi sous la forme :

$$[P_s] = [D_s][y_s] \quad (\text{III.5})$$

$[D_s]$, $([F_s]^{-1})$ représente la matrice de rigidité du sol.

(iii) L'équilibre du système sol-pieux et la compatibilité des déplacements horizontaux aux interfaces imposent :

$$\begin{aligned} [P_P] &= -[P_s] \\ [y_P] &= [y_s] \end{aligned} \quad (\text{III.6})$$

A partir des relations (III.1), (III.5) et (III.6) la relation générale charge-déplacements pour l'ensemble du groupe s'écrit :

$$([D_s] + [K_P])[y_P] = [F]$$

Ce qui nous donne les déplacements horizontaux et les rotations des noeuds de discrétisation du groupe.

III.3.2. Méthode de O'Neill et al. (1977)

O'Neill et al. (1977) ont proposé une méthode pour le calcul des groupes de pieux comportant trois étapes, à savoir : **(i)** on détermine la réaction du sol aux différents points de discrétisation du groupe en ignorant l'effet de groupe, **(ii)** ces réactions sont utilisées pour évaluer l'interaction entre pieux au moyen de la solution de Mindlin pour modifier les courbes de réaction et **(iii)** les courbes de réaction modifiées sont utilisées pour déterminer la réponse du groupe en prenant en compte l'effet du groupe.

III.3.3. Programme GOUPEG

Un programme nommé GOUPEG a été développé au Laboratoire des Ponts et Chaussées pour traiter le problème des groupes de pieux sous chargements latéral et axial (Maleki 1995). Ce programme a été construit par l'introduction de la solution de Mindlin (1936) dans le programme GOUPIL qui utilise la méthode des fonctions de transfert de charge (ou lois de réaction) non-linéaires pour l'interaction sol-pieu (Bangratz 1982 ; Degny 1988 ; Degny et Romagny 1989 ; Frank, 1984 ; Baguelin et al. 1976).

III.4. Méthodes fondées sur la modification des courbes de réaction (p-y)

Certains auteurs ont proposé de généraliser la méthode (p-y) développée initialement pour les pieux isolés, au calcul des groupes de pieux. L'extension de la méthode (p-y) au calcul des groupes de pieux est fondée sur la modification des courbes de réaction des pieux isolés pour tenir compte de l'effet de groupe. Cette modification est effectuée par l'application d'un coefficient de majoration (Y_m) sur le déplacement ou (et) d'un coefficient de réduction (P_m) sur la réaction du sol (Figure III.3). Cette approche permet d'introduire l'interaction non linéaire entre les pieux d'un groupe en prenant en compte les facteurs appropriés pour chaque pieu du groupe.

Plusieurs méthodes ont été proposées pour la détermination de ces coefficients. Parmi ces méthodes, on peut citer :

- (i) les méthodes fondées sur la théorie de l'élasticité;
- (ii) les méthodes fondées sur des expérimentations sur modèles réduits ou en vraie grandeur et
- (iii) des analyses par la méthode des éléments finis.

Nous allons, ci-après, présenter une analyse des principaux travaux réalisés dans ce domaine.

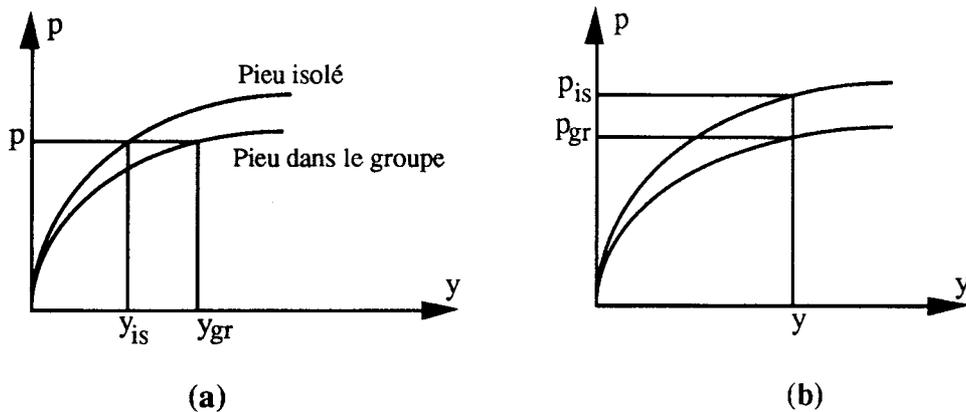


Figure III.3 : Modification des courbes de réaction des pieux isolés :
 (a) : Augmentation du déplacement horizontal.
 (b) : Réduction de la réaction du sol.

III.4.1. Utilisation de la théorie de l'élasticité

En se basant sur la théorie de l'élasticité, Hariharan et Kumarasami (1982) ont établi les expressions des déplacements et des contraintes induits par le déplacement d'un disque rigide dans une couche de sol (Figure III.4). Ces expressions sont données par :

$$u = \frac{b}{E} \left[\frac{(1+\nu)^2}{8} \left(\frac{(B/2)^2}{r^2} - 1 \right) + \left(1 - \frac{(1-\nu)^2}{4} \right) \text{Ln} \left(\frac{r}{(B/2)} \right) \right] \cos \theta + d \cos \theta$$

$$v = \frac{b}{E} \left[\frac{(1+\nu)^2}{8} \left(\frac{(B/2)^2}{r^2} - 1 \right) - \left(1 - \frac{(1-\nu)^2}{4} \right) \text{Ln} \left(\frac{r}{(B/2)} \right) \right] \sin \theta - d \sin \theta$$

$$\sigma_r = \frac{b}{4} \left[\frac{(3+\nu)}{r} - \frac{(B/2)^2(1+\nu)}{r^3} \right] \cos \theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{b}{4} \left[\frac{(B/2)^2(1+\nu)}{r^3} - \frac{(1-\nu)}{r} \right] \cos \theta$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{b}{4} \left[\frac{(B/2)^2(1+\nu)}{r^3} + \frac{(1-\nu)}{r} \right] \sin \theta$$

B est le diamètre du pieu et b est une constante d'intégration qui peut être déterminée à partir des conditions aux limites.

Si on considère un groupe de n pieux, le déplacement du pieu i peut être exprimé par :

$$\bar{d}_i = d_i + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n d_{ij}$$

d_{ij} : est le déplacement horizontal du disque i dû au déplacement horizontal du disque j. Le facteur multiplicatif (Y_m) pour le déplacement du pieu i est donné par la relation :

$$Y_m = \frac{\bar{d}_i}{d_i} \geq 1$$

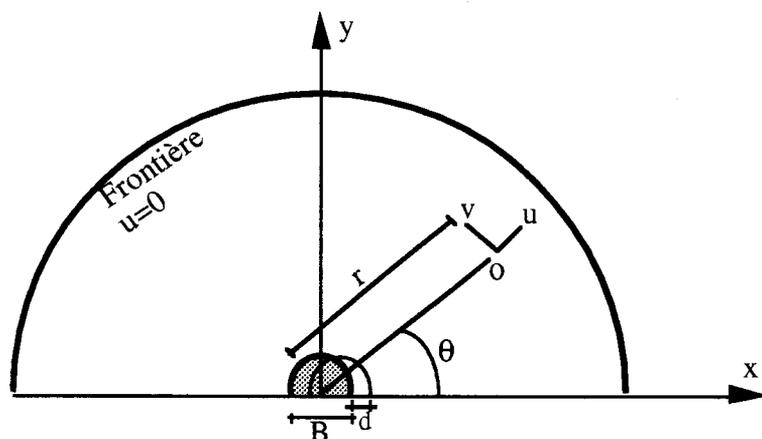


Figure III.4 : Modélisation du déplacement d'un disque rigide dans un milieu élastique. (Hariharan et Kumarasami 1982)

De même, la contrainte normale $\bar{\sigma}_{x0}$ à la périphérie du disque i est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{x0i} = \sigma_{x0i} + \sum_{\substack{j=1 \\ i \neq j}}^n \sigma_{x0ij}$$

σ_{x0ij} étant la contrainte induite au disque i par le déplacement du pieu j. Le facteur multiplicatif pour la réaction du sol est alors donné par :

$$P_m = \frac{\sigma_{x0i}}{\bar{\sigma}_{x0i}} \leq 1$$

On peut noter que les deux facteurs (Y_m et P_m) ne dépendent que du coefficient de Poisson et de la géométrie du groupe. La figure III.5 montre la variation de ces deux facteurs avec l'espacement entre les pieux pour deux cas de chargement. Cette méthode suppose la réciprocité de l'interaction entre les pieux (fondée sur la théorie de l'élasticité).

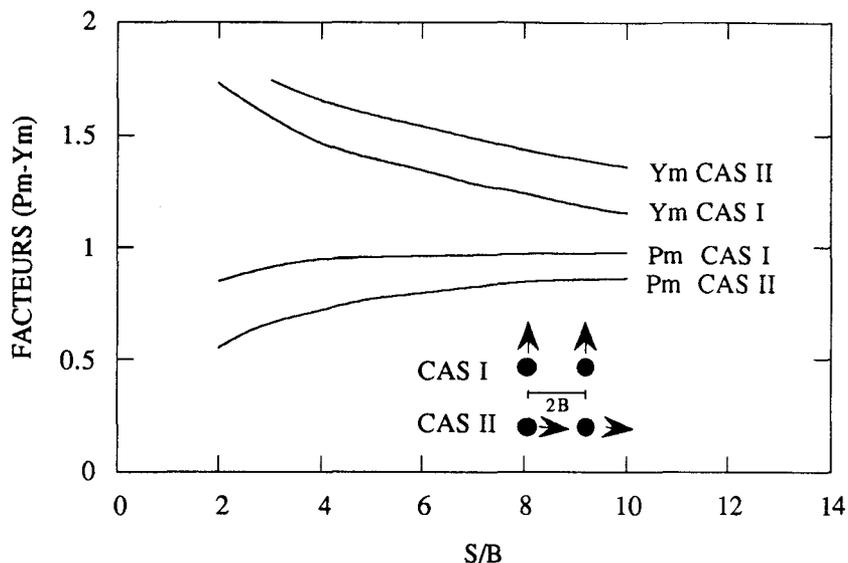


Figure III.5 : Facteurs multiplicatifs pour un groupe de deux pieux déduits de la théorie de l'élasticité (Hariharan et Kumarasami 1982).

III.4.2. Approche expérimentale

Pour mieux comprendre le mécanisme d'interaction pieu-sol-pieu, des expérimentations en vraie grandeur (Meimon et al. 1986 ; Brown et al. 1987, 1988) et en centrifugeuse (Barton 1982 ; Kulkarni et al. 1985 ; Nunez et al. 1988 ; Levacher 1989 ; Mezazigh et al. 1990 ; Mezazigh 1995 ; McVay et al. 1994, 1995 ; Adachi et al. 1994) ont été réalisées. Ces expérimentations restent limitées et ne concernent que des cas particuliers. Dans les sections suivantes, on donne les principaux résultats obtenus.

Dans le but d'étudier le comportement d'un groupe de pieux chargé latéralement et faiblement espacé, une série d'essais en vraie grandeur a été réalisée par Brown et al. (1988) sur un groupe de 9 pieux rangés en 3 files avec un espacement de $3B$ dans un sable relativement sec et dense. Les résultats de ces essais ont montré que l'effet de groupe est plus important dans le sable que dans l'argile (Brown et al. 1987) et que la rangée avant supporte une charge plus importante que la rangée centrale et la rangée arrière. Les contributions de ces rangées sont respectivement égales à 45%, 32% et 23%. Les courbes du moment fléchissant normalisé par rapport à la charge appliquée en tête montrent que (i) les moments maximaux sur les pieux arrières sont plus importants que ceux dans les autres pieux (ii) les moments dans le pieu isolé et les pieux de la rangée en tête sont très proches.

Une étude de l'influence de l'effet de groupe sur les courbes (p-y) montre que (i) les courbes (p-y) des pieux avant sont légèrement en dessous de celles obtenues pour le pieu isolé et (ii) la réaction du sol de la rangée arrière est fortement réduite. Le concept du facteur multiplicatif a été utilisé pour déterminer les courbes (p-y) d'un groupe de pieux à partir de celles obtenues pour un pieu isolé. La figure III.6 montre les facteurs proposés par Brown et al. (1988). On remarque que pour les pieux de la rangée arrière, ce facteur est inférieur à 1 et semble invariant avec la profondeur, tandis que pour les pieux de la rangée avant, le facteur est presque égal à un, mais il semble décroître avec la profondeur.

Le tableau III.2 montre une comparaison des valeurs du coefficient de réduction de la réaction P_m obtenues à partir des essais en vraie grandeur sur un groupe de 6 à 9 pieux ayant un espacement $S=3B$ (Brown et al. 1990)

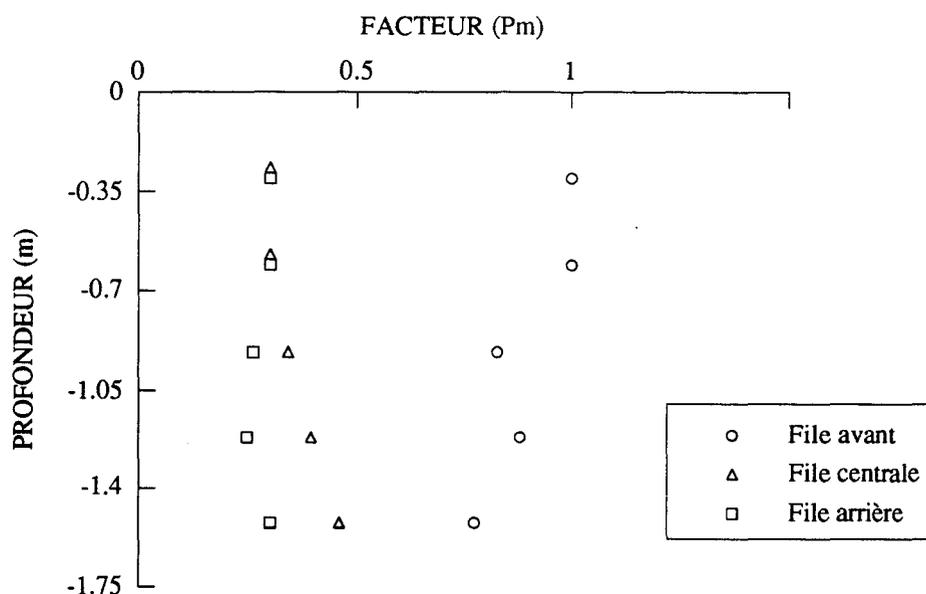


Figure III.6 : Variation du facteur multiplicatif avec la profondeur (Brown et al. 1988)

Référence	Déplacement (cm)	Rangée avant	Rangée centrale	Rangée arrière
(Brown et al. 1988) Sable	2,54 à 3,81	0,8	0,4	0,3
(Brown et al. 1987) Argile raide	3,048	0,7	0,6	0,5
Argile raide	5,08	0,7	0,5	0,4
(Meimon et al. 1986) Argile limoneuse	1,524	0,9	0,5	-

Tableau III.2 : Valeurs du coefficient de réduction de la réaction (P_m) obtenues à partir des essais en vraie grandeur (Brown et Shie 1990)

Une série d'essais sur modèles réduits en centrifugeuse a été réalisée par McVay et al. (1994, 1995) sur un groupe de 9 pieux rangés en 3 files avec deux espacements (3B et 5B) (figure III.7) et pour deux densités relatives (33% et 55%). Les résultats de ces essais ont montré que l'efficacité du groupe est indépendante de la densité. Par contre, elle augmente avec l'espacement (0,74 pour l'espacement 3B et 0,94 pour l'espacement 5B). La distribution de la charge entre les rangées et les facteurs (Pm) proposés sont donnés dans le tableau III.3. On remarque que l'effet de groupe augmente avec la densité, diminue avec l'espacement et dépend de la position du pieu dans le groupe.

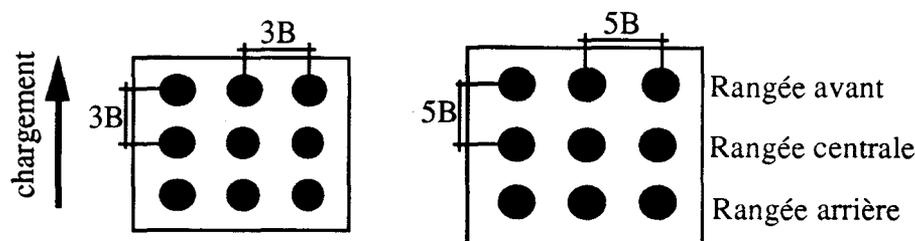


Figure III.7 : Configuration de groupe utilisée par McVay et al. (1995)

S	Densité relative	Type	Avant	Centrale	Arrière
3B	33%	force en tête	37%	33%	30%
		(Pm)	0,65	0,45	0,35
	55%	force en tête	41%	32%	27%
		(Pm)	0,8	0,45	0,3
5B	33%	force en tête	35%	33%	31%
		(Pm)	1	0,85	0,7
	55%	force en tête	36%	33%	31%
		(Pm)	1	0,85	0,7

Tableau III.3 : Distribution de la charge entre les rangées et les facteurs (Pm) proposés par McVay et al. (1995)

Afin de vérifier la validité des méthodes utilisant la solution de Mindlin (1936), Georgiadis et al. (1991) ont effectué une série d'essais sur des groupes de pieux situés dans une argile molle. Ces essais ont consisté à charger un pieu et à observer le comportement d'un pieu voisin non chargé (figure III.8). L'analyse du comportement des pieux non chargés a montré que cette interaction est non linéaire surtout pour des niveaux élevés de chargement. Une analyse des résultats expérimentaux a permis de déterminer un facteur de réduction sur la réaction du sol. Ce facteur dépend de l'espacement entre pieux et de l'angle β que fait la direction de chargement avec l'axe passant par les deux pieux (figure III.9).

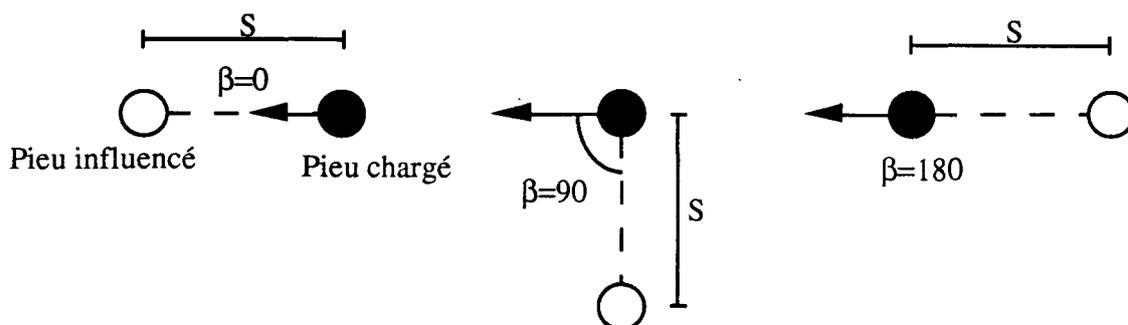


Figure III.8 : Principe des essais réalisés par Georgiadis et al. (1991)

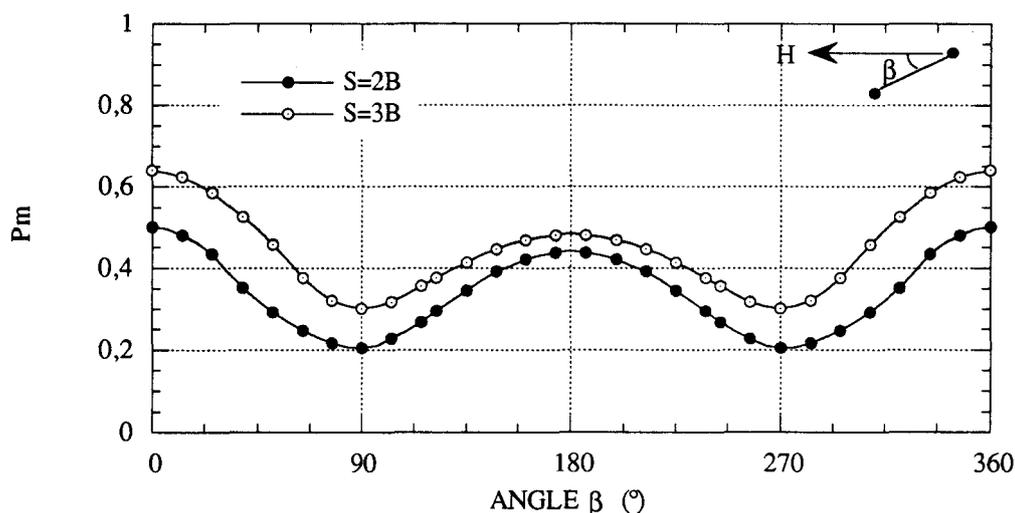


Figure III.9 : Facteurs de réduction de la réaction déduits des essais sur un groupe de deux pieux dans l'argile (Georgiadis et al. 1991)

Des essais en centrifugeuse ont été réalisés par Mezazigh (1995) pour étudier l'effet de groupe sur des couples de pieux dans un sable dense et ceci pour différents espacements ($S/B=2, 4, 6$ et 8) et pour trois modes d'installation (vérinage, battage et forage). L'analyse de ces résultats montre que dans le cas des pieux refoulants (battus ou vérinés), l'effet de groupe est très réduit (les pieux se comportent comme des pieux isolés). Pour les pieux forés, l'effet de groupe dépend sensiblement de l'espacement et de la position du pieu par rapport au chargement. La variation de l'efficacité de groupe avec l'espacement est illustrée dans la figure III.10. On note qu'à partir d'un espacement d'environ $8B$, le comportement des pieux du groupe est identique à celui d'un pieu isolé (ces résultats sont en accord avec ceux de Davison (1970) et Barton (1982)).

La répartition de la charge totale sur les pieux avant et arrière est donnée dans le tableau III.4. Pour les faibles espacements, on constate que le pieu avant reprend une proportion importante de la charge totale. Ainsi, pour un espacement de $2B$ le pieu avant prend 60% du chargement. La répartition de la charge s'équilibre entre les deux pieux au fur et à mesure que l'espacement augmente; elle atteint 50% sur chacun des pieux à partir d'un espacement de $8B$.

Par ailleurs, Mezazigh montre que pour un espacement entre 2B et 4B, le moment maximal dans le pieu arrière est inférieur de 20% à celui du pieu avant. Il montre également que la profondeur de la section du moment maximal du pieu arrière diminue avec l'augmentation de l'espacement : elle passe de 0,26L à 0,16L, lorsque l'espacement augmente de 2B à 8B (tableau III.5).

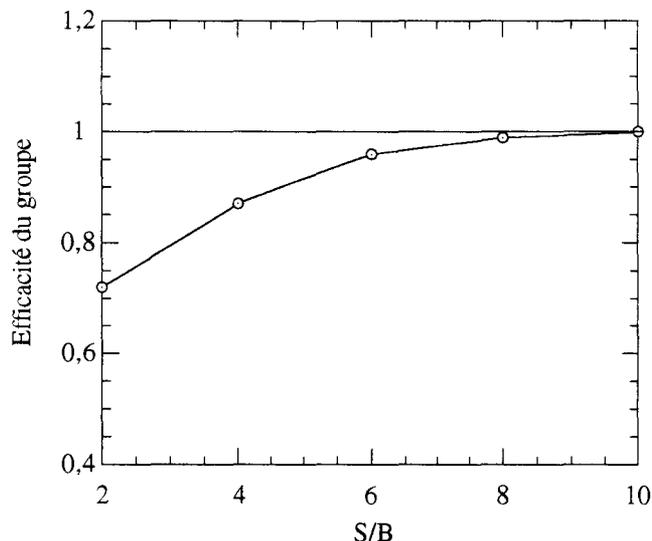


Figure III.10 : Coefficient d'efficacité d'un couple de pieux dans un sable (Mezazigh 1995)

Espacement	Pieu avant (%)	Pieu arrière (%)
2B	60	40
4B	56	44
6B	52	48
8B	50	50

Tableau III.4 : Répartition de la charge totale sur les deux pieux (Mezazigh 1995)

Espacement	Pieu avant	Pieu arrière
2B	0.16 L	0.26 L
4B	0.16 L	0.21 L
6B	0.16 L	0.21 L
8B	0.16 L	0.16 L

Tableau III.5 : Influence de l'espacement sur la profondeur de la section du moment maximal (Mezazigh 1995)

L'analyse de l'effet de groupe sur les courbes (p-y) pour les faibles espacements ($2B$ à $4B$) montre qu'une forte réduction de la réaction du sol se manifeste au niveau du pieu arrière. Cette réduction décroît avec l'augmentation de l'espacement entre les deux pieux. Par ailleurs, le pieu avant, le plus sollicité, présente des courbes de réaction proches de celles du pieu isolé. La figure III.11 donne les valeurs du coefficient de réduction de la réaction du sol (P_m) pour les pieux avant et arrière proposées par l'auteur.

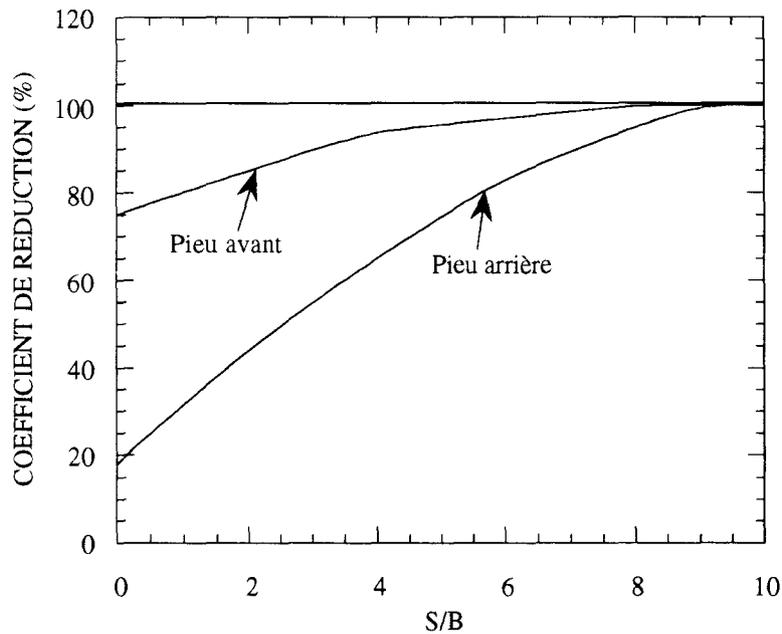


Figure III.11 : Coefficients de réduction de la réaction du sol pour un groupe de deux pieux dans un sable (Mezazigh 1995)

III.4.3. Approche numérique

Yegian et Wright (1973) ont réalisé des analyses bidimensionnelles par la méthode des éléments finis d'une tranche de sol comportant des disques rigides représentant les pieux. Le comportement du sol a été décrit par le modèle hyperbolique de Duncan.

Les courbes de réaction ont été déterminées pour un groupe de deux pieux et pour deux cas de chargement (une force perpendiculaire à la ligne joignant les deux pieux et une force parallèle à cette ligne). Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure III.12. On note que les courbes (p-y) pour les deux pieux sont très proches (l'effet d'écran est négligeable). L'effet de groupe se traduit par une réduction de la réaction du sol surtout lorsque le chargement est appliqué dans la direction de l'axe passant par les deux pieux.

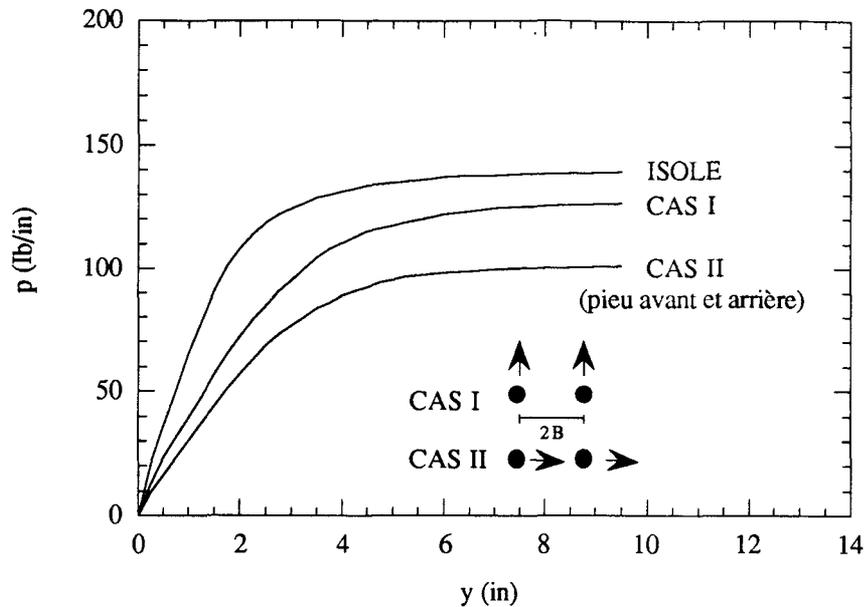


Figure III.12 : Courbes (p-y) déduites d'une modélisation bidimensionnelle par éléments finis pour un groupe constitué de deux pieux (Yegian et Wright 1973)

L'effet de groupe a été étudié à l'aide d'une modélisation par éléments finis dans une section située à une profondeur $z = 6B$ (Poulos et Chen 1993). Les calculs ont été effectués en déformations planes avec le critère de Tresca pour le sol (argile). Quatre configurations ont été analysées :

- (i) un groupe constitué d'une file infinie de pieux,
- (ii) un groupe constitué de deux files infinies de pieux,
- (iii) un groupe constitué d'une file de trois pieux et
- (iv) un groupe constitué de deux files de six pieux.

Les résultats obtenus pour une et deux files infinies de pieux sont illustrés dans la figure III.14 . Ces résultats montrent un effet irrégulier de l'espacement et de la position du pieu par rapport au chargement.

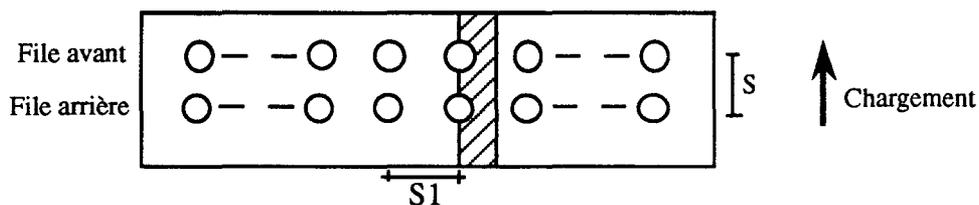


Figure III.13 : Configuration pour un groupe de deux files infinies de pieux utilisée par Poulos et Chen (1993)

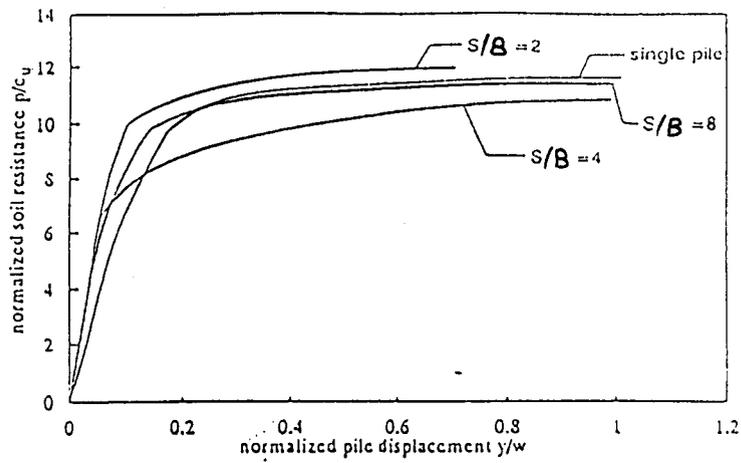
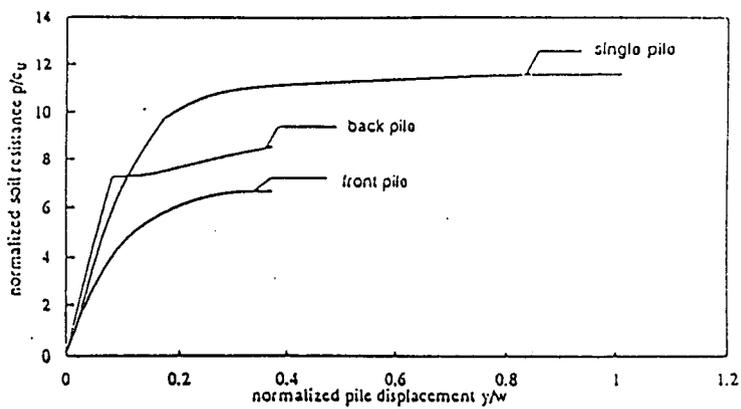
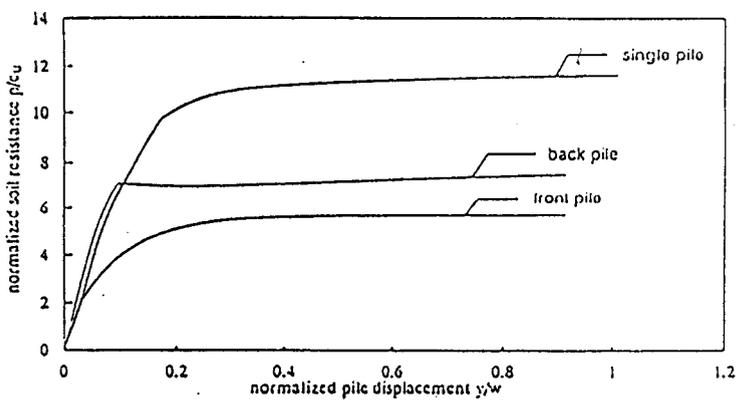


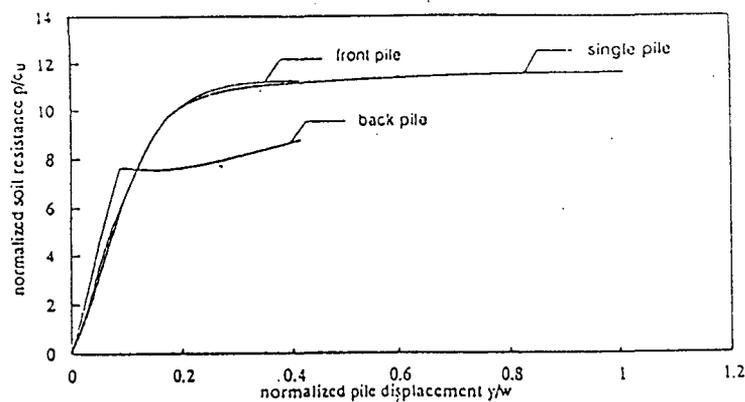
Figure III.14a : Courbes p-y pour une file infinie de pieux (Poulos et Chen 1993)



$S=3B, S_1=3B$



$S=3b, S_1=6B$



$$S=6B, S1=3B$$

Figure III.14b : Courbes p-y pour deux files infinies de pieux
(Poulos et Chen 1993)

Brown et Shie (1990) ont étudié l'effet de groupe sur les courbes (p-y) à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par la méthode des éléments finis. Le comportement du sol a été décrit par deux modèles élastoplastiques : le modèle de Von-Mises pour l'argile et le modèle de Drucker-Prager pour le sable. Des éléments de contact ont été utilisés.

L'analyse du comportement d'un groupe constitué d'une file infinie de pieux (figure III.15) a montré que l'effet de groupe sur la réaction de sol est relativement faible pour un espacement supérieur à $3B$ pour l'argile et à $5B$ pour le sable. Cet effet est plus grand dans le sable que dans l'argile et augmente avec le niveau de chargement.

L'étude du comportement d'un groupe constitué de deux files infinies de pieux (figure III.15) pour deux espacements $3B$ et $5B$ a montré que la réaction de sol pour les pieux de la file avant est similaire à celle du pieu isolé. Pour les pieux dans la file arrière, on note une réaction plus faible, en particulier pour les faibles espacements. On remarque aussi que l'effet de groupe est plus grand dans le sable que dans l'argile et augmente avec le chargement.

Pour la prise en compte de l'effet de groupe, Brown et Shie ont proposé une modification des courbes de réaction (p-y) par deux facteurs : P_m pour la réduction de la réaction de sol et Y_m pour l'augmentation du déplacement horizontal correspondant. La figure III.16 donne les valeurs de ces facteurs en fonction de la position des pieux (file avant et file arrière) et de l'espacement S .

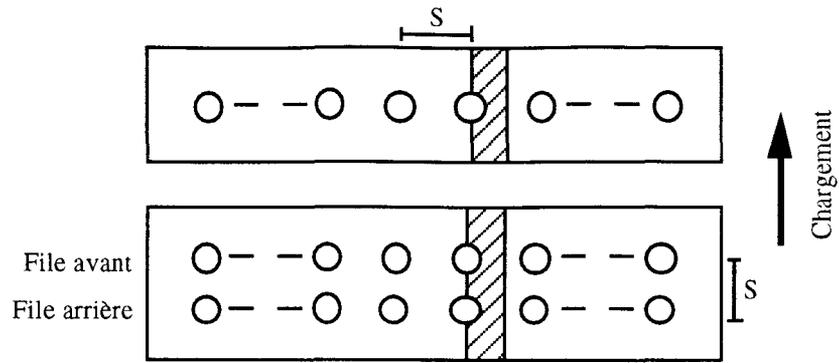


Figure III.15 : Configuration de groupe étudiée par Brown et Shie (1990)

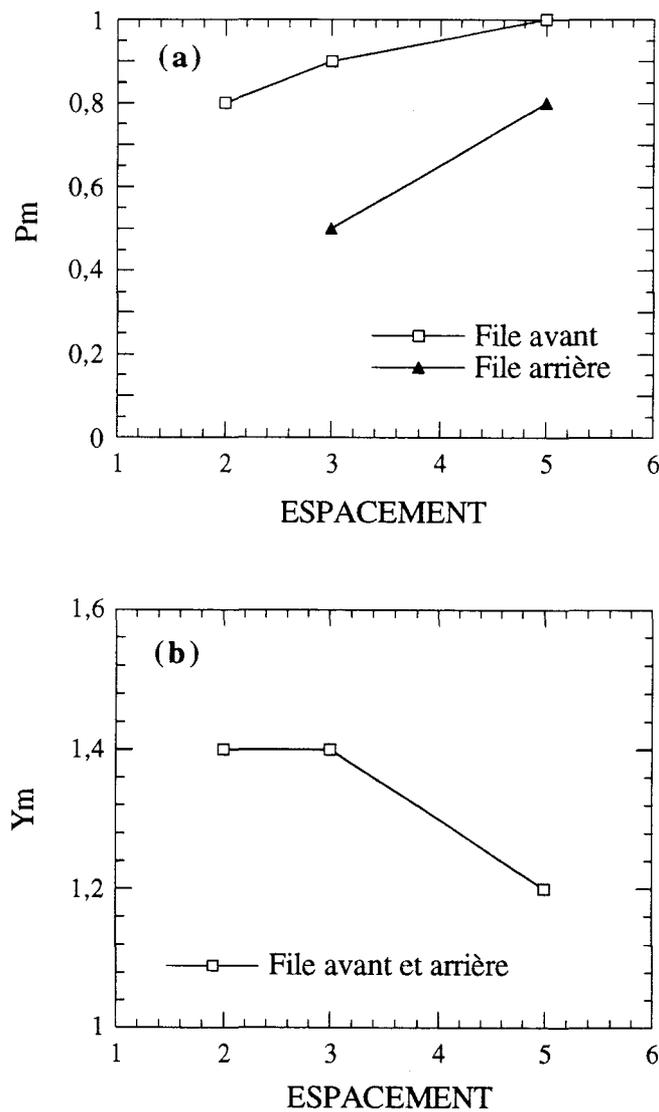


Figure III.16 : Facteurs proposés par Brown et Shie (1990) pour l'effet de groupe (sable et argile)

(a) : Réduction de la pression. (b) : Majoration du déplacement.

III.5. Conclusion

Les travaux réalisés sur le comportement des groupes de pieux sous chargement latéral ont mis en évidence le rôle important de l'effet de groupe dans la réduction de la rigidité des pieux et l'augmentation du moment fléchissant induit. Ils ont également montré que cet effet dépend de nombreux paramètres, notamment :

- (i) **La nature des sols** : l'effet de groupe est plus important dans le sable que dans l'argile (Brown et al. 1987, 1988). Pour le sable, il croît avec l'augmentation de la densité relative (McVay et al. 1994, 1995).
- (ii) **L'espacement** : l'effet de groupe diminue avec l'augmentation de l'espacement (pour le sable l'effet de groupe reste jusqu'à un espacement $S=8B$).
- (iii) **Le nombre de pieux** : l'effet de groupe augmente avec le nombre de pieux dans le groupe (Poulos 1971b ; Tamura et al. 1982).
- (iv) **La rigidité relative et l'élançement** : l'effet de groupe augmente avec l'accroissement de la rigidité relative et avec l'élançement (Poulos 1971b ; Barton 1982).
- (v) **Les conditions de liaison en tête** : l'effet de groupe pour les pieux encastés en tête est plus important que celui des pieux articulés en tête (Poulos 1971b).
- (vi) **La configuration de groupe et la disposition des éléments par rapport au chargement** : l'effet de groupe est plus important pour les pieux arrières que pour les pieux avants. Il est plus important dans la direction du chargement que dans la direction perpendiculaire (Yegian et Write 1973 ; Georgiadis et al. 1991)).

Plusieurs méthodes ont été proposées pour la construction des courbes de réaction (p-y) pour les groupes de pieux à partir des courbes de réaction des pieux isolés. Dans le chapitre suivant, on propose d'étudier la possibilité de la construction de ces courbes à partir d'une modélisation plane des tranches horizontales de sol comportant des sections des pieux.

Chapitre IV

Calcul des groupes de micropieux sous chargement latéral : Construction numérique des courbes de réaction

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on propose d'examiner la possibilité de calculer les groupes de micropieux par une approche basée sur la construction numérique des courbes de réaction (p-y). Cette approche comporte les étapes suivantes :

- (i) On construit les courbes (p-y) pour les éléments du groupe pour différentes profondeurs par simulations numériques des tranches horizontales de sol comportant les pieux en imposant aux éléments du groupe un déplacement uniforme et croissant.
- (ii) Pour chaque élément du groupe, on cherche une approximation des courbes de réaction par une relation analytique et on détermine la variation des paramètres intervenant dans cette relation avec la profondeur.
- (iii) On introduit ces relations dans un programme de calcul de micropieux utilisant la méthode (p-y) pour calculer individuellement les éléments du groupe.

Les tests de vérification ont été réalisés pour deux groupes de micropieux composés respectivement de deux et trois éléments en file (figure IV.1) et ceci pour deux matériaux à savoir le sable et l'argile. Pour la première configuration, nous avons considéré deux espacements $S=2B$ et $S=5B$. Pour la deuxième configuration, nous avons considéré un espacement $S=2B$.

Pour le calcul tridimensionnel, nous avons utilisé le maillage donné dans la figure IV.2. Ce maillage est composé de 2904 éléments hexaédrique (à 20 noeuds) ce qui donne 13341 noeuds. Le chargement a été appliqué par un déplacement imposé croissant en tête des micropieux. Le maillage bidimensionnel utilisé dans ces calculs est identique au maillage d'une section horizontale utilisé dans le calcul tridimensionnel.

L'approximation des courbes de réaction (p-y) sera réalisée avec la fonction hyperbolique utilisée pour les micropieux isolés :

$$p = \frac{a \frac{y}{B}}{b + \frac{y}{B}} \quad (\text{IV.1})$$

Les paramètres a et b sont également supposés varier linéairement avec la profondeur :

$$a = a_1 \frac{z}{B} + a_2$$

$$b = b_1 \frac{z}{B} + b_2 \quad (\text{IV.2})$$

Dans les sections suivantes, nous présentons les résultats obtenus pour les deux matériaux. On commence par les résultats du calcul tridimensionnel, ensuite on présente les calculs avec la méthode (p-y) et on finira par une confrontation des résultats des deux méthodes.

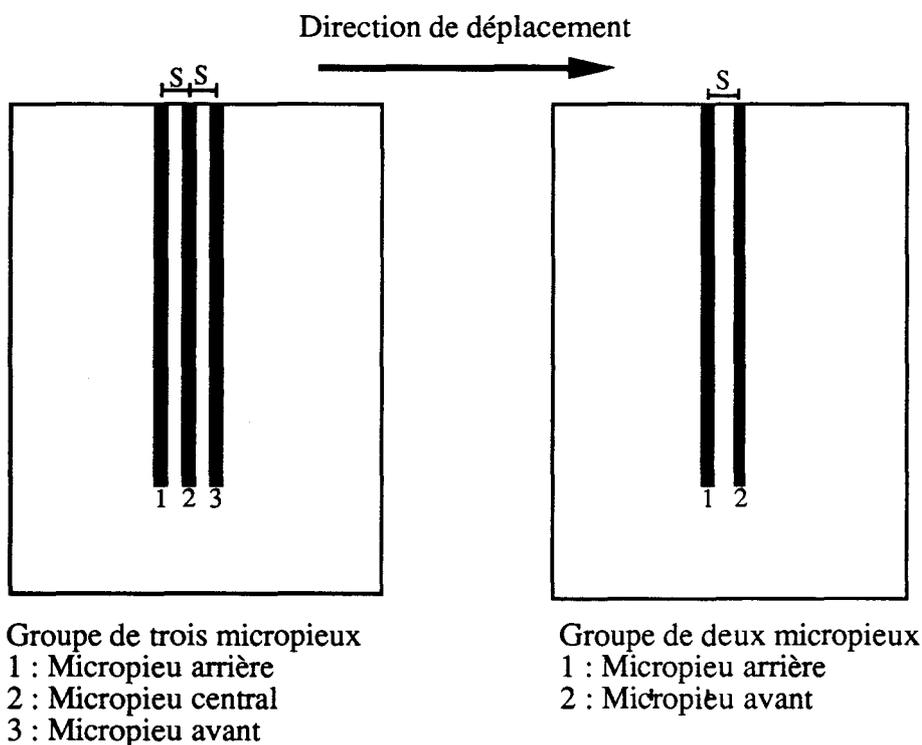


Figure IV.1 : Configurations des groupes de micropieux utilisées pour la vérification de la méthode (p-y)

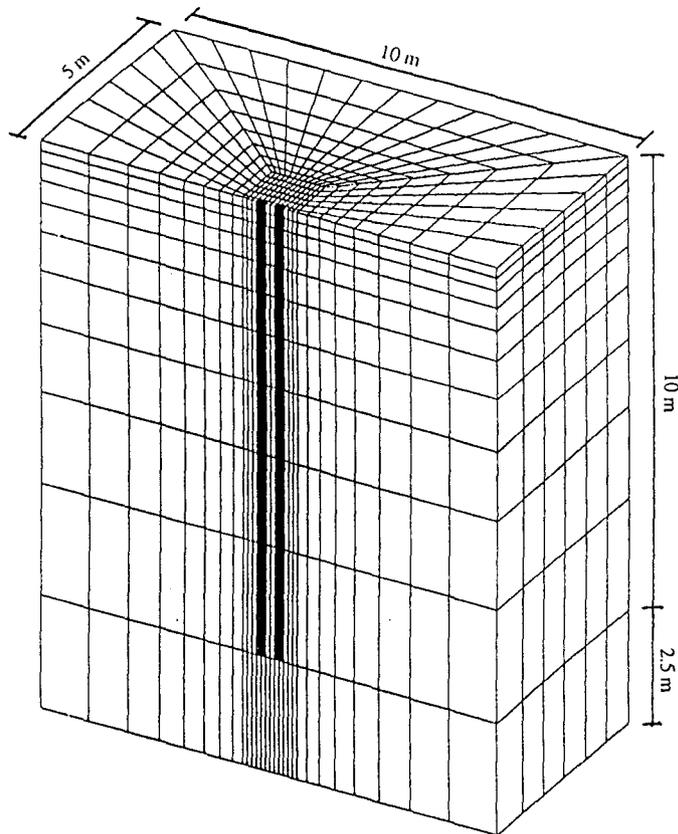


Figure IV.2 : Maillage utilisé pour la vérification de la méthode (p-y)
2904 éléments hexaédrique (à 20 noeuds), 13341 noeuds

IV.2. Vérification sur des groupes de micropieux dans un sable

Le comportement du sol est supposé obéir à une loi de comportement de type élastique-parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb non associé. Les caractéristiques mécaniques et géométriques retenues pour le micropieu et pour le sable sont identiques à celles utilisées pour le micropieu isolé dans le sable (tableau IV.1).

E_s (kPa)	ν_s	C (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)	K_0	γ (kN/m ³)
15000	0,37	3	38	5	0,45	18

Tableau IV.1a : Caractéristiques du sol

Longueur (m)	Section (m ²)	ν	E_p (MPa)
10	0,20 * 0,20	0,3	40 000

Tableau IV.1b : Caractéristiques du micropieu

Tableau IV.1 : Vérification de la méthode (p-y) sur des groupes de micropieux dans un sable : caractéristiques mécaniques et géométriques

IV.2.1. Groupe de deux micropieux

IV.2.1.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis

Les résultats du calcul tridimensionnel sont donnés dans les figures IV.3 à IV.6. Concernant les courbes force-déplacement en tête (figure IV.3), on note que le micropieu avant reprend une force en tête plus importante que le micropieu arrière. Dans ce cas, il semble que l'effet d'écran soit important. En ce qui concerne l'effet de groupe, on obtient un effet sensible pour l'espacement $S = 2B$ avec une réduction de la force en tête qui peut atteindre 42% pour le micropieu arrière et 19% pour le micropieu avant. La distribution de la charge totale sur les micropieux est de 60% pour le micropieu avant et 40% pour le micropieu arrière. Pour l'espacement $S = 5B$ on obtient un effet de groupe plus modéré avec une réduction sur la réaction en tête de l'ordre de 32% pour le micropieu arrière et un comportement similaire à celui d'un micropieu isolé pour le micropieu avant. La distribution de la charge totale sur les micropieux dans ce cas est de 57% pour le micropieu avant et 43% pour le micropieu arrière. Ces résultats sont en accord avec les résultats expérimentaux de plusieurs chercheurs (Mezazigh 1995 ; Barton 1982) et avec le calcul tridimensionnel réalisé par Brown et Shie (1990).

La figure IV.4 montre la distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête dans les micropieux avant et arrière et pour les deux espacements (pour un déplacement en tête du groupe de 20mm). Pour le micropieu arrière, on remarque une augmentation du moment maximal normalisé avec la diminution de l'espacement (de l'ordre de 36% pour l'espacement $S=2B$ et de l'ordre 23% pour l'espacement $S=5B$). On note également que la profondeur de la section du moment maximal augmente légèrement avec la réduction de l'espacement. Pour le micropieu avant, on trouve des valeurs similaires à celles du micropieu isolé pour les deux espacements. Ces résultats sont en

accord avec les résultats obtenus par plusieurs chercheurs (Mezazigh 1995 ; Barton 1982 ; Brown et Shie 1990).

Les courbes de réaction (p-y) calculées pour différentes profondeurs pour les micropieux avant et arrière sont données dans les figures IV.5 et IV.6. On constate un effet de groupe important pour l'espacement $S = 2B$. Cet effet se traduit par une réduction de l'ordre de 20% sur la réaction (p) pour le micropieu avant et de l'ordre de 65% pour le micropieu arrière. Pour un espacement élevé ($S = 5B$), on note que l'effet de groupe se traduit par une réduction de l'ordre de 55% de la réaction (p) pour le micropieu arrière et un comportement proche de celui d'un micropieu isolé pour le micropieu avant. Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus par Mezazigh 1995 et Brown et Shie (1990).

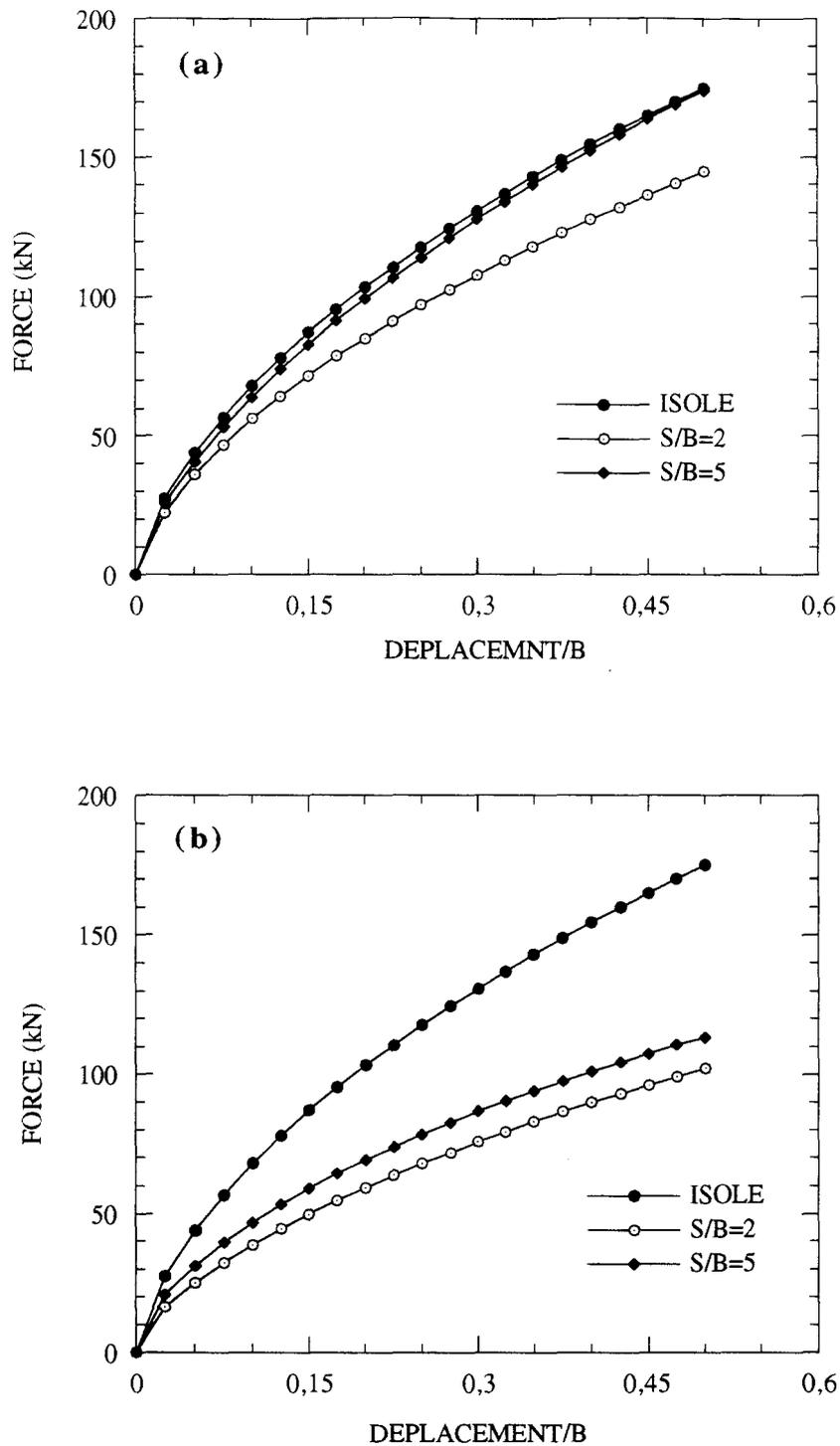


Figure IV.3 : Courbes force - déplacement en tête déduites du calcul tridimensionnel
(Groupe de deux micropieux dans un sable)

(a) : Micropieu avant

(b) : Micropieu arrière

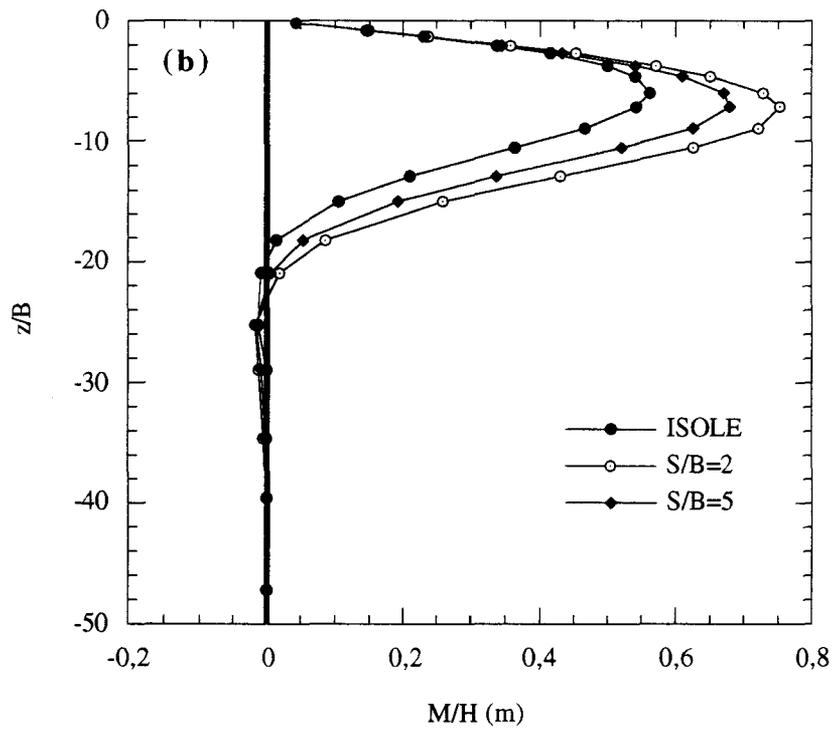
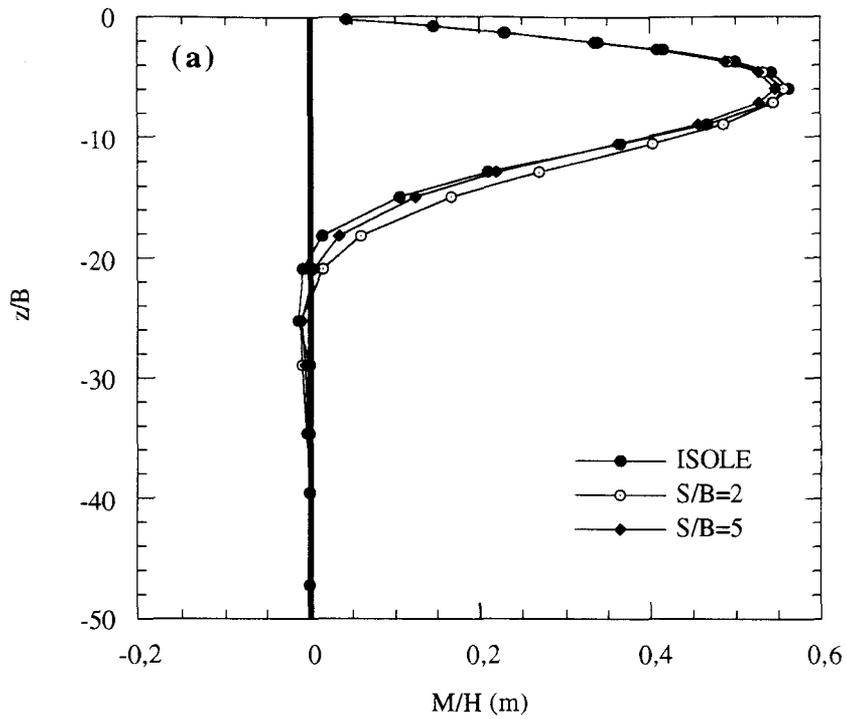


Figure IV.4 : Distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête
 (Calcul tridimensionnel, groupe de deux micropieux dans un sable)
 (déplacement en tête = 20mm)
(a) : Micropieu avant
(b) : Micropieu arrière

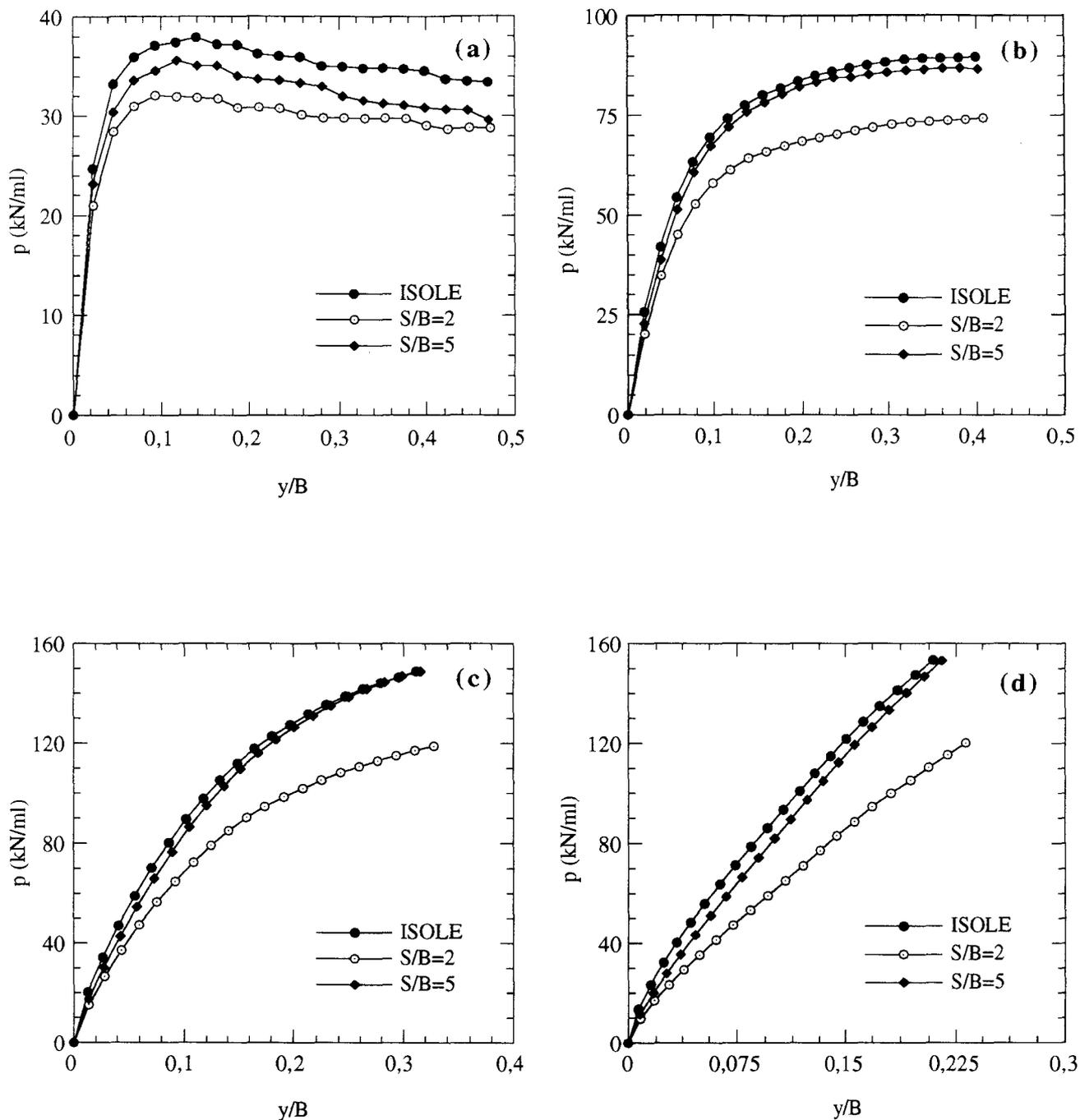


Figure IV.5 : Courbes (p-y) déduites du calcul tridimensionnel
(Groupe de deux micropieux dans un sable, micropieu avant)

- (a) : $z=0,5B$
- (b) : $z=1,66B$
- (c) : $z=3,2B$
- (d) : $z=5,27B$

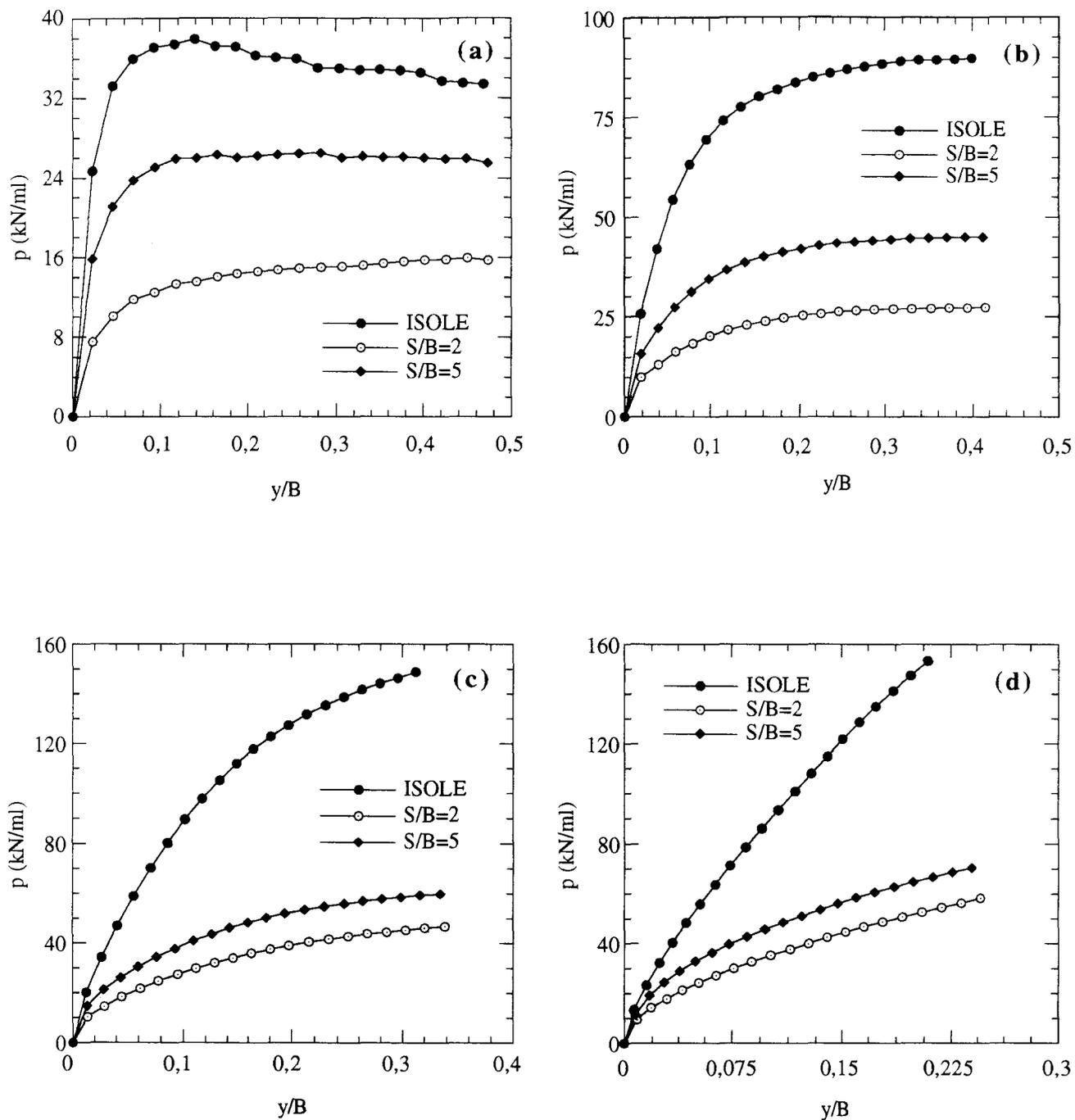


Figure IV.6 : Courbes (p-y) déduites du calcul tridimensionnel
(Groupe de deux micropieux dans un sable, micropieu arrière)

- (a) : $z=0,5B$
- (b) : $z=1,66B$
- (c) : $z=3,2B$
- (d) : $z=5,27B$

IV.2.1.2. Calcul avec la méthode (p-y)

Construction des courbes (p-y)

Nous avons déterminé les courbes de réaction (p-y) à différentes profondeurs pour les micropieux avant et arrière à partir d'une modélisation des tranches horizontales du sol comportant les micropieux. Les figures IV.7 et IV.8 montrent les résultats obtenus pour une profondeur $z=1,66B$. On constate que la modélisation plane des courbes de réaction reproduit qualitativement bien l'effet de groupe observé lors du calcul tridimensionnel. Pour les courbes (p-y) calculées en contraintes planes, on remarque un effet de groupe important pour le faible espacement ($S=2B$); cet effet se traduit par une réduction de l'ordre de 10% de la réaction de sol pour le micropieu avant et de l'ordre de 68% pour le micropieu arrière. Pour l'espacement $S=5B$, on trouve un effet plus modéré avec une réduction de l'ordre de 55% pour le micropieu arrière et une réaction proche de celle du micropieu isolé pour le micropieu avant.

Pour les courbes (p-y) calculées en déformations planes, on note un effet de groupe important pour le micropieu arrière : la réduction de la réaction du sol passe de 67% à 35% quand l'espacement augmente de $2B$ à $5B$. Pour le micropieu avant, la réaction du sol est proche de celle du micropieu isolé pour les deux espacements.

Les figures IV.9 et IV.10 montrent une comparaison entre les courbes de réaction déduites du calcul tridimensionnel et celles déterminées à partir des calculs en déformations et en contraintes planes pour l'espacement $S=2B$. On remarque que l'hypothèse de contraintes planes donne une bonne estimation des courbes de réaction des couches situées à une profondeur inférieure à $3B$, alors que l'hypothèse des déformations planes reproduit mieux les courbes de réaction des couches situées à une profondeur supérieure à $3B$, en particulier pour le micropieu arrière.

Approximation des courbes (p-y)

Les courbes (p-y) déduites des calculs plans ont été approximées par une fonction hyperbolique (équation IV.1). Les valeurs des paramètres intervenant dans cette fonction ont été déterminées pour différentes profondeurs et pour les micropieux avant et arrière. Les figures IV.11 et IV.12 montrent la variation de ces paramètres avec la profondeur. En effectuant une approximation de ces courbes par des droites, nous avons déterminé les valeurs des paramètres (a_1 , a_2 , b_1 et b_2) (équation IV.2). Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau IV.2.

Micropieu	Type du calcul	(a ₁) (kN/ml)	(a ₂) (kN/ml)	(b ₁)	(b ₂)
avant	contraintes planes	32,58	34,53	0,181	0,034
	déformations planes	13,982	303,05	-0,0265	2,02
arrière	contraintes planes	4,96	16,11	0,0606	0,1022
	déformations planes	2,68	73,6	-0,0267	0,615

Tableau IV.2 : Valeurs des paramètres (a₁, a₂, b₁ et b₂) pour un groupe de deux micropieux dans un sable (S=2B)

Confrontation méthode (p-y) - calcul 3D

Les expressions analytiques ont été ensuite utilisées dans un programme de calcul de pieu basé sur la méthode du module de réaction en supposant des conditions de contraintes planes jusqu'à une profondeur $z=3B$ et des conditions de déformations planes pour les couches situées à une profondeur supérieure à $3B$. La figure IV.13 montre une comparaison des résultats du calcul tridimensionnel et du calcul réalisé avec la méthode (p-y). On constate un bon accord pour les courbes force-déplacement en tête. Pour les courbes du moment fléchissant normalisé par la force en tête ($H= 56$ kN pour le micropieu avant et $H=39$ kN pour le micropieu arrière), on remarque un bon accord dans la partie supérieure des micropieux. On note également que la méthode (p-y) surestime le moment maximal normalisé de 8% pour le micropieu avant et de 5% pour le micropieu arrière.

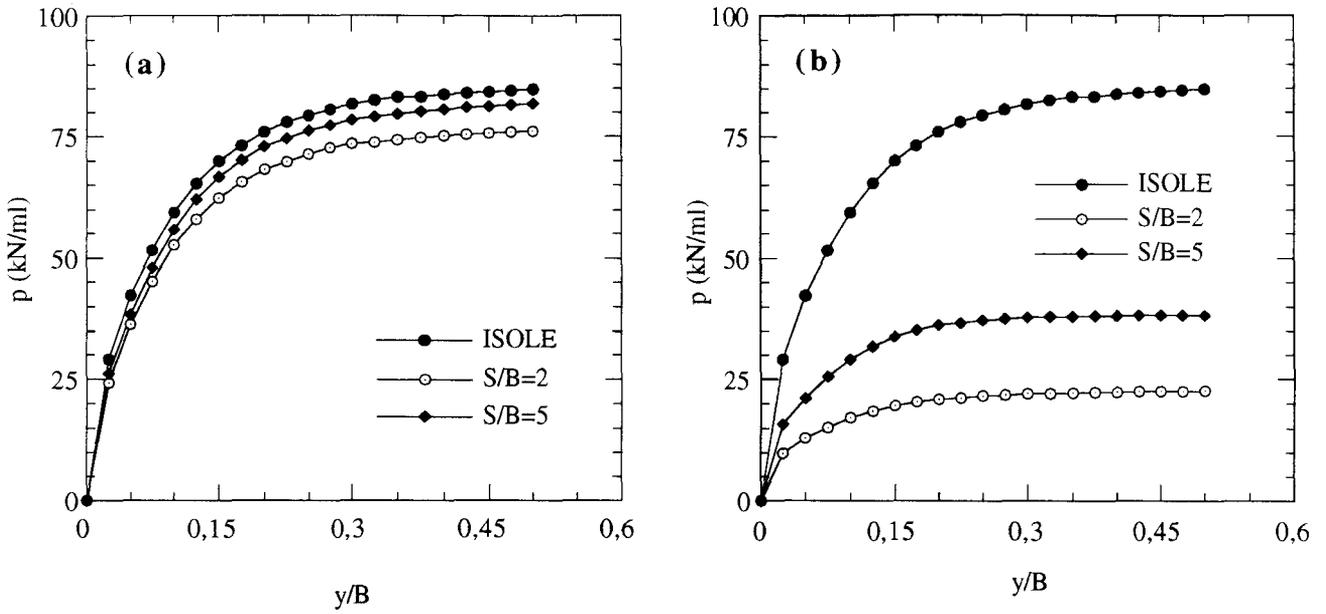


Figure IV.7 : Courbes (p-y) déduites du calcul en contraintes planes
(Groupe de deux micropieux dans un sable, $z=1,66B$)

(a) : Micropieu avant

(b) : Micropieu arrière

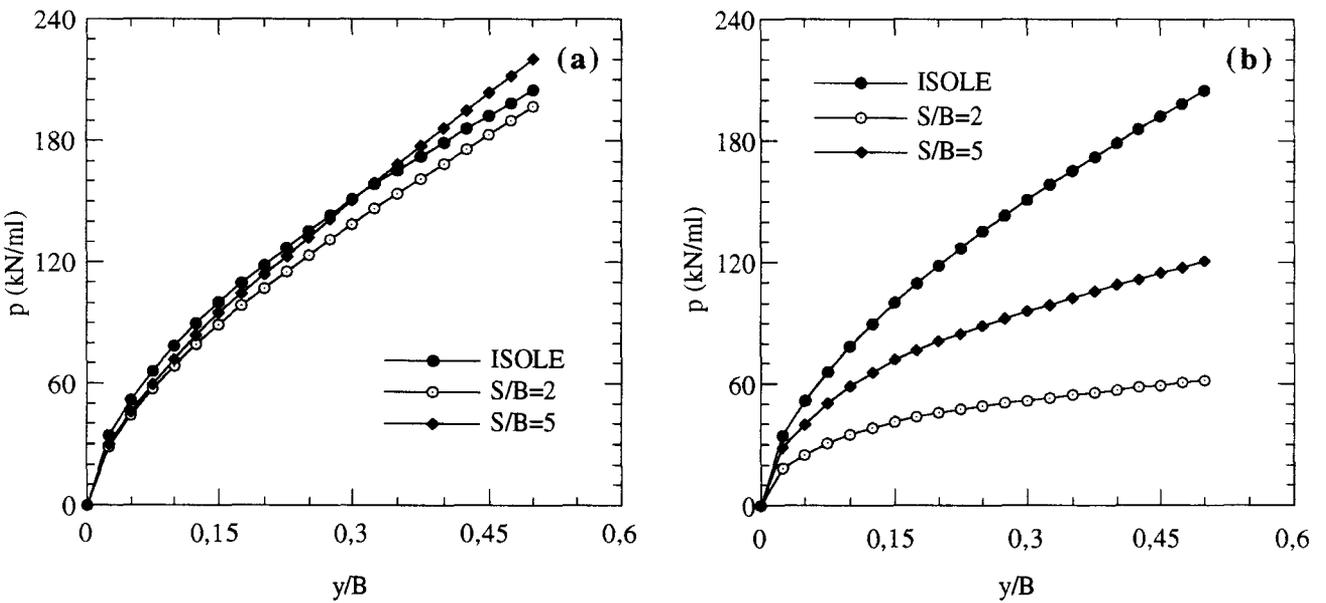


Figure IV.8 : Courbes (p-y) déduites du calcul en déformations planes
(Groupe de deux micropieux dans un sable, $z=1,66B$)

(a) : Micropieu avant

(b) : Micropieu arrière

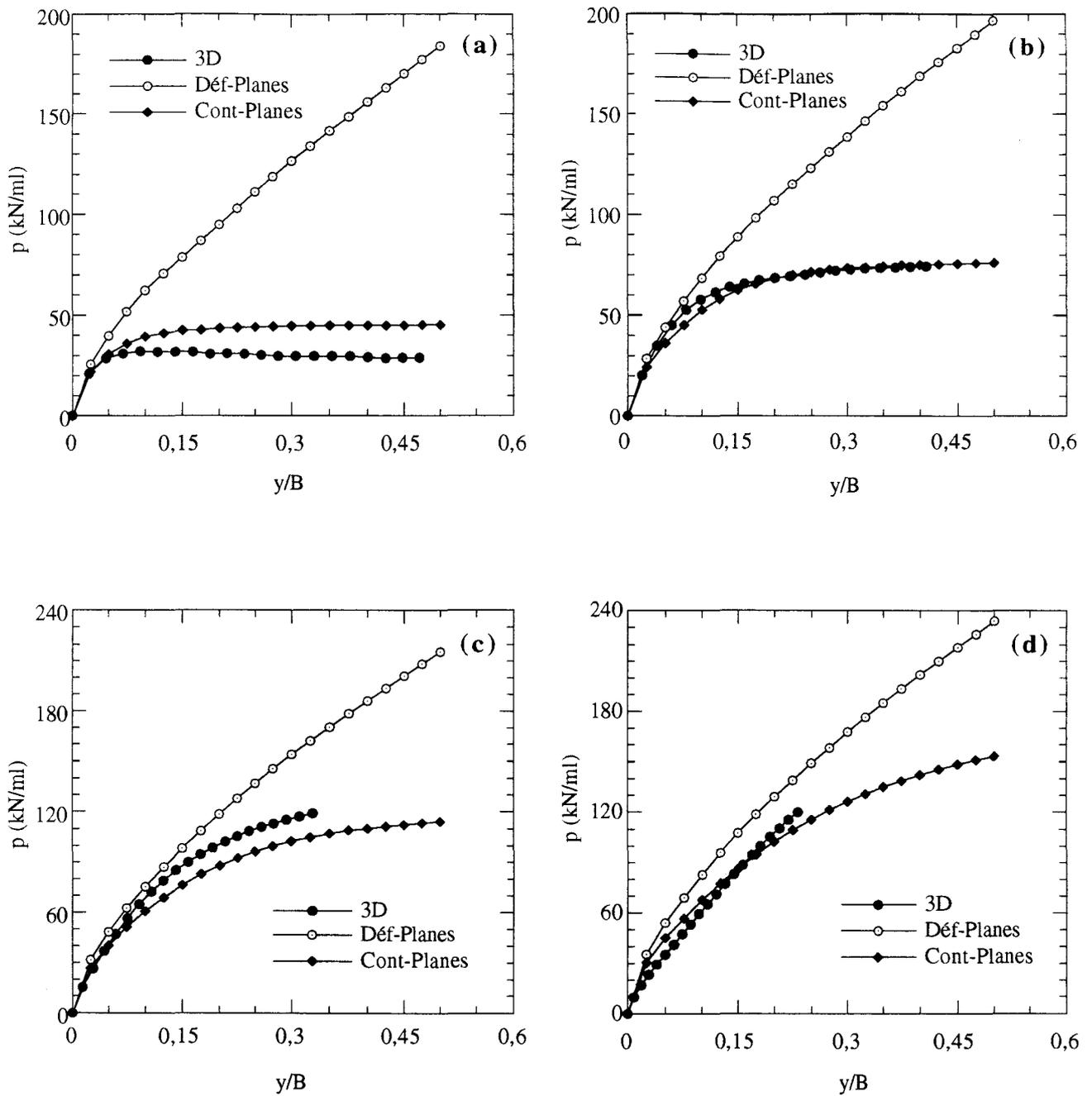


Figure IV.9 : Comparaison des courbes (p-y) déduites des calculs tridimensionnel et plans (Groupe de deux micropieux dans un sable, $S=2B$, micropieu avant)

- (a) : $z=0,5B$
- (b) : $z=1,66B$
- (c) : $z=3,2B$
- (d) : $z=5,27B$

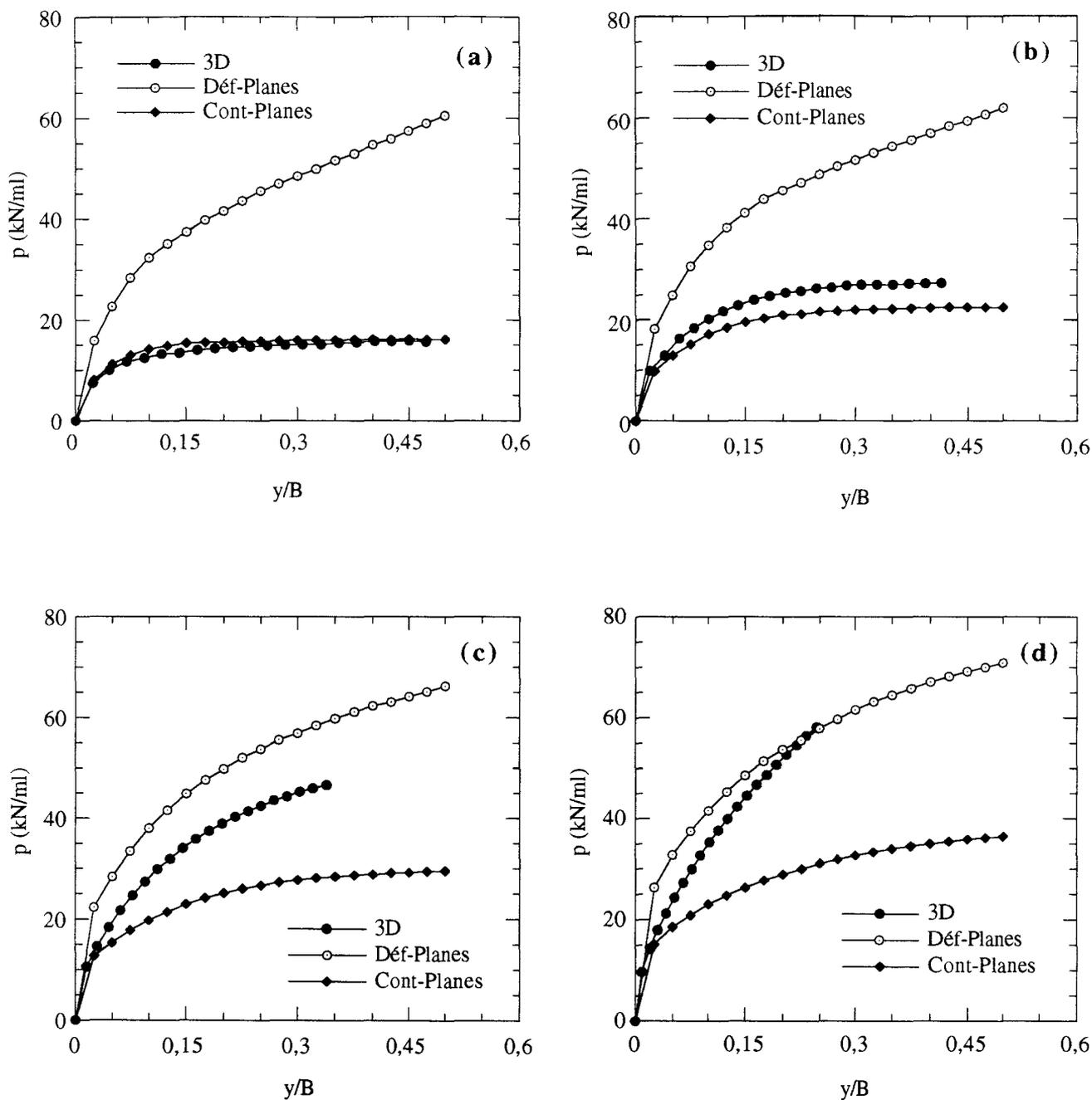


Figure IV.10 : Comparaison des courbes (p-y) déduites des calculs tridimensionnel et plans (Groupe de deux micropieux dans un sable, S=2B, micropieu arrière)

(a) : $z=0,5B$

(b) : $z=1,66B$

(c) : $z=3,2B$

(d) : $z=5,27B$

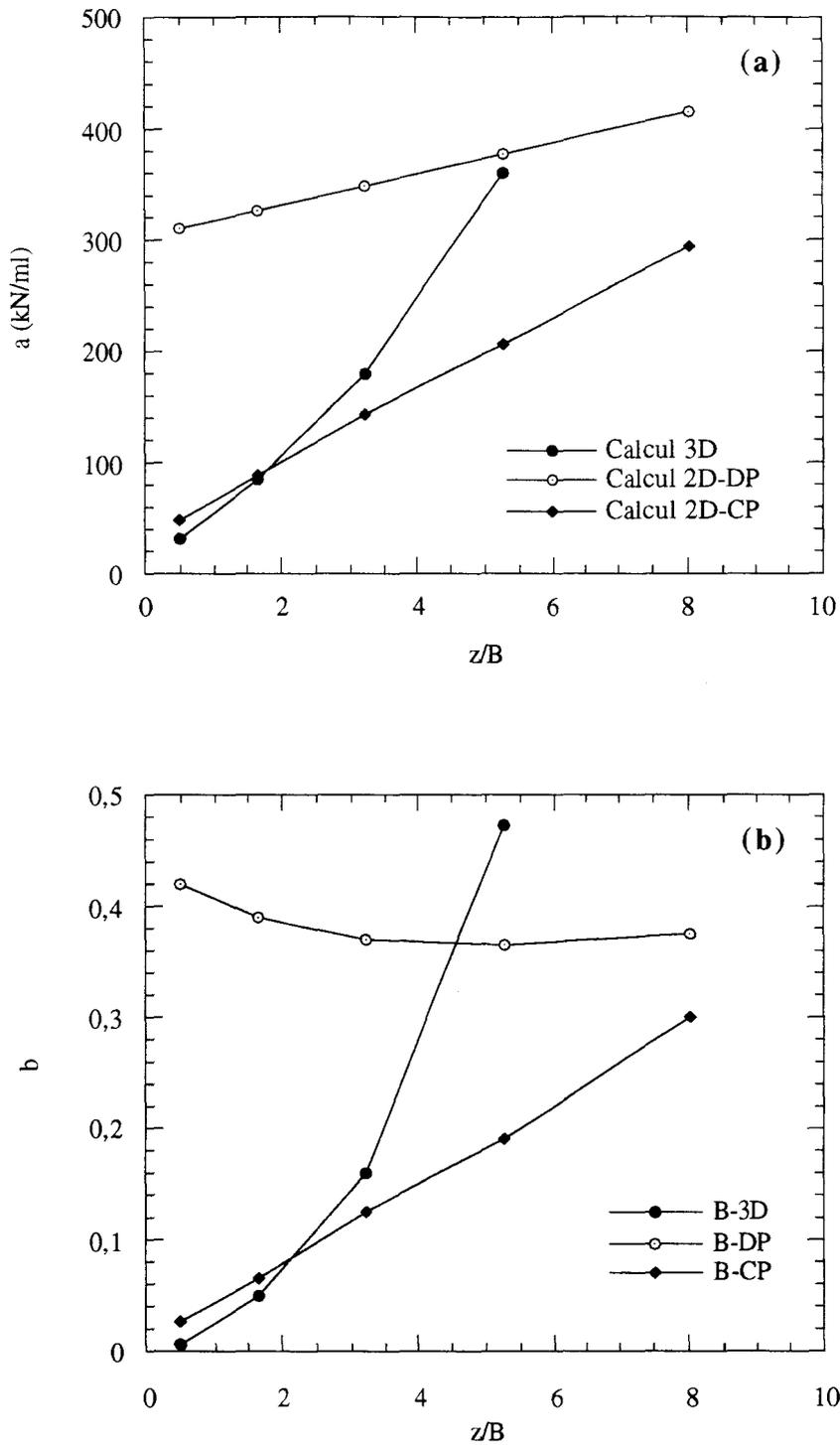


Figure IV.11 : Variation des paramètres a et b de la courbe de réaction avec la profondeur (Groupe de deux micropieux dans un sable, $S=2B$, micropieu avant)

(a) : Variation du paramètre a

(b) : Variation du paramètre b

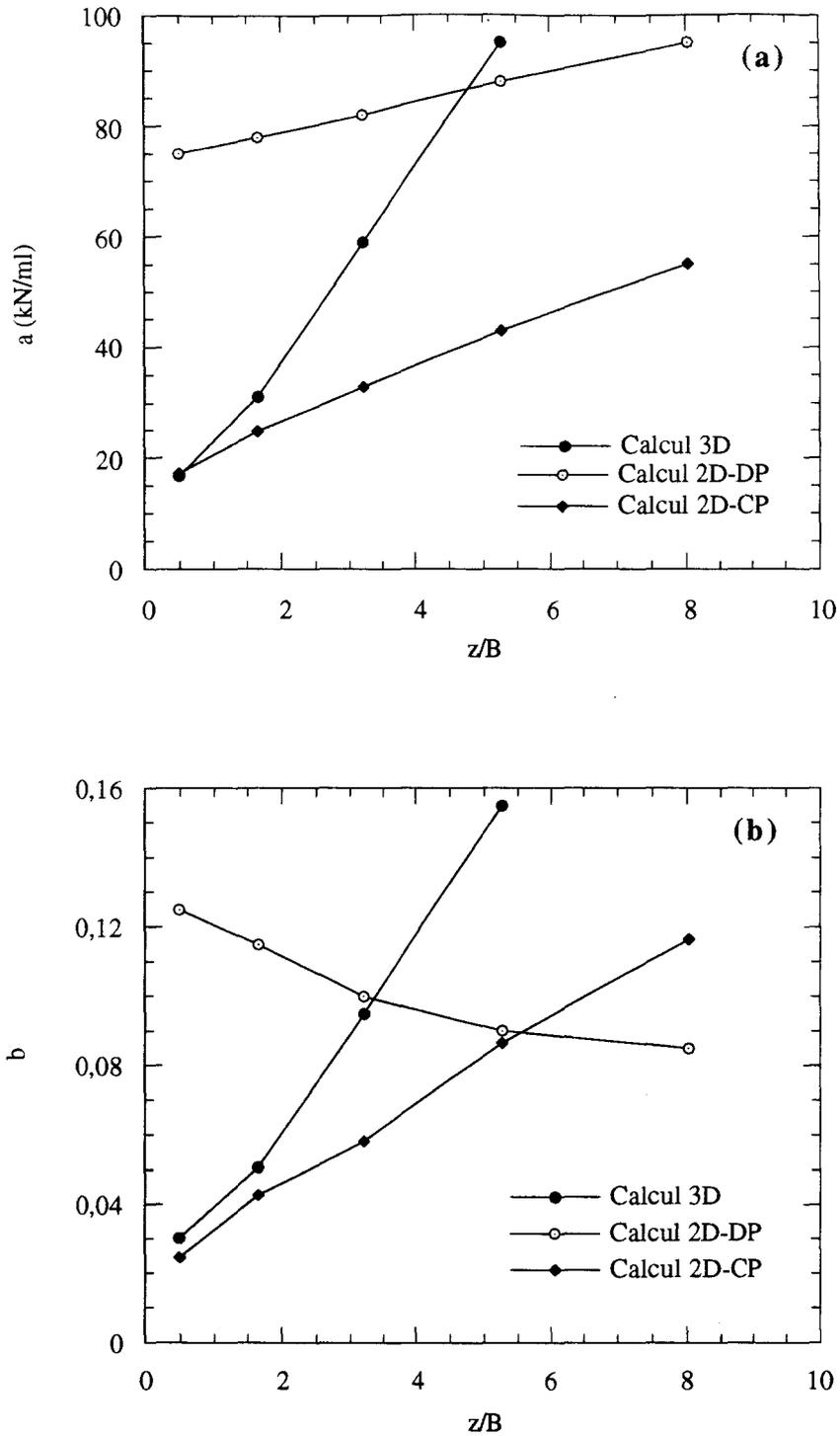


Figure IV.12 : Variation des paramètres a et b de la courbe de réaction avec la profondeur (Groupe de deux micropieux dans un sable, $S=2B$, micropieu arrière)

(a) : Variation du paramètre a

(b) : Variation du paramètre b

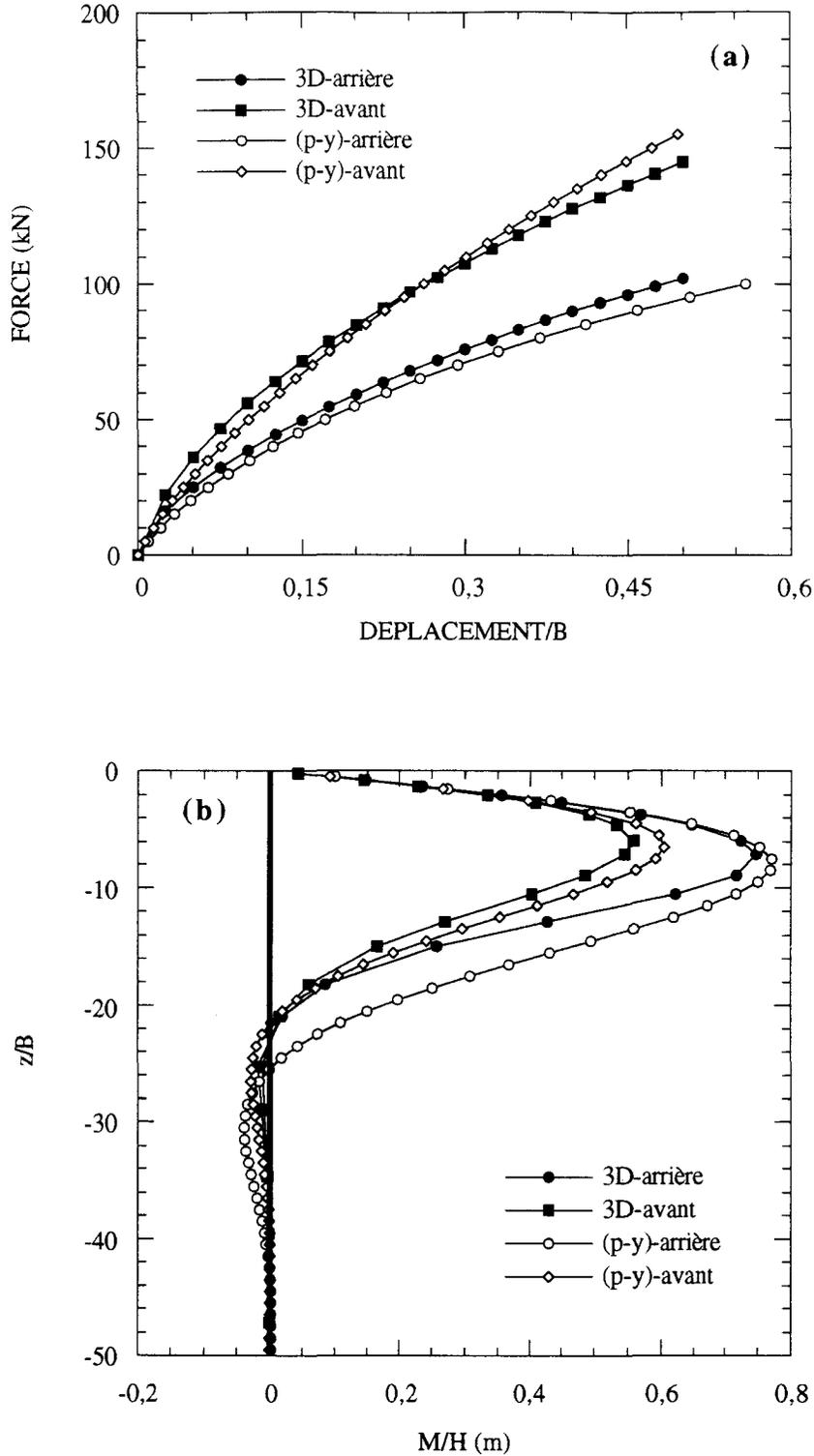


Figure IV.13 : Comparaison des résultats obtenus avec la méthode (p-y) et le calcul tridimensionnel (groupe de deux micropieux dans un sable, $S=2B$)

(a) : Force - déplacement en tête

(b) : Moment fléchissant normalisé par la force en tête
($H=56$ kN pour le micropieu avant, $H=39$ kN pour le micropieu arrière)

IV.2.2. Groupe de trois micropieux

IV.2.2.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis

Les résultats du calcul tridimensionnel sont donnés dans les figures IV.14 à IV.16. Concernant la courbe force-déplacement en tête (figure IV.14), on note que la distribution de la charge appliquée est de 44% pour le micropieu avant, 30% pour le micropieu central et 26% pour le micropieu arrière. En ce qui concerne l'effet de groupe, on remarque un effet sensible pour les micropieux central et arrière. La réduction de la force en tête par rapport au micropieu isolé est de l'ordre de 53% pour le micropieu arrière et de 48% pour le micropieu central. Pour le micropieu avant, on obtient un effet de groupe plus modéré avec une réduction sur la réaction en tête de l'ordre de 22% par rapport au micropieu isolé. Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus par Brown et al. (1988) sur des essais en vraie grandeur et par McVay et al. (1995) et Haar et Hansen (1987) lors des essais sur modèles réduits en centrifugeuse.

La figure IV.15 montre la distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête dans les micropieux (pour un déplacement en tête de 20mm), on constate une augmentation de l'ordre de 40% du moment maximal normalisé dans les micropieux central et arrière par rapport à celui induit dans le micropieu isolé. Pour le micropieu avant, on obtient un moment fléchissant proche de celui du micropieu isolé.

La figure IV.16 donne les courbes de réaction (p-y) calculées à différentes profondeurs pour les trois micropieux. On note une réduction importante de la réaction des micropieux central et arrière par rapport au micropieu isolé. Cette réduction est de l'ordre de 73% pour le micropieu central et de 80% pour le micropieu arrière. Pour le micropieu avant, on remarque une réduction de la réaction du sol de l'ordre de 25% par rapport au micropieu isolé. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Brown et al. (1988), McVay et al. (1995) et Haar et Hansen (1987).

Pour étudier l'effet du nombre de micropieux, nous avons effectué une comparaison des résultats obtenus avec le groupe de trois micropieux et ceux obtenus avec le groupe de deux micropieux ayant le même espacement ($S=2B$). Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures IV.17 à IV.19. On note :

- (i) la réaction en tête décroît avec le nombre de micropieux;
- (ii) le moment fléchissant normalisé dans le micropieu arrière croît avec le nombre de micropieux;
- (iii) la réaction du sol décroît avec le nombre de micropieux, en particulier pour le micropieu arrière et
- (iv) l'efficacité de groupe décroît avec l'augmentation du nombre de micropieux, elle passe de 70% pour le groupe de deux micropieux à 60% pour le groupe de trois micropieux.

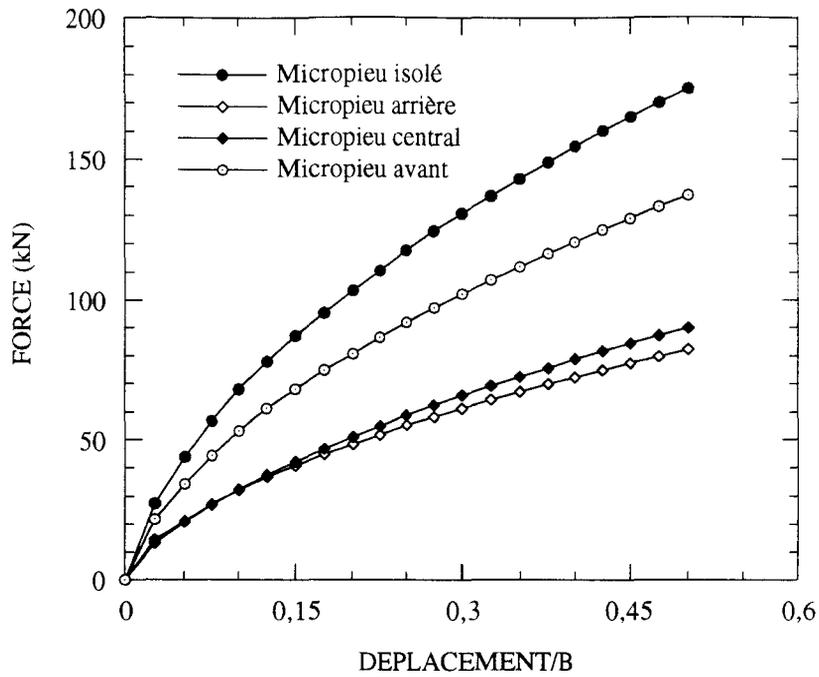


Figure IV.14 : Courbe force - déplacement en tête
 (Calcul tridimensionnel, groupes de trois micropieux dans un sable)

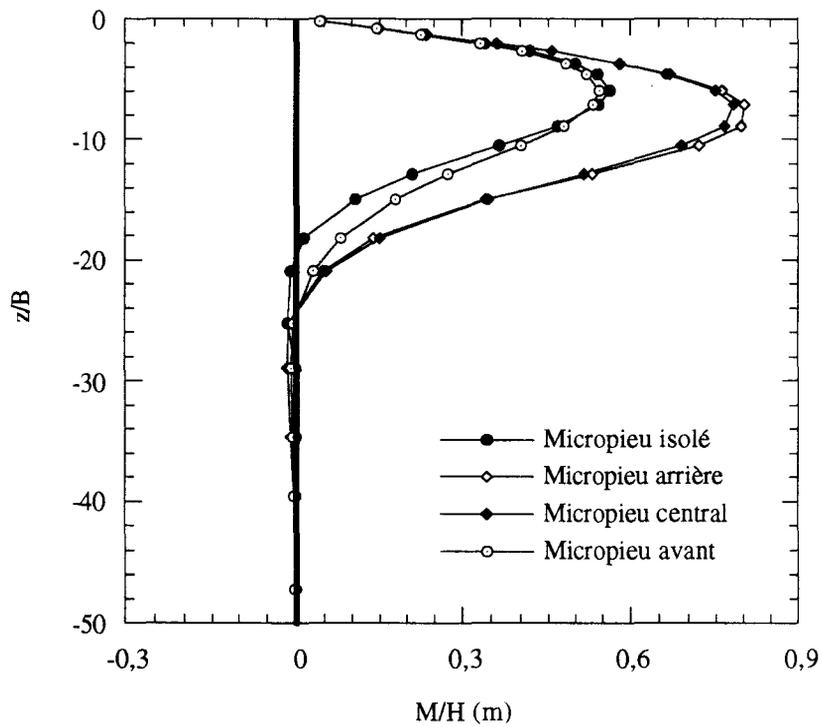


Figure IV.15 : Distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête
 (Calcul tridimensionnel, groupe de trois micropieux dans un sable)
 (déplacement en tête = 20mm)

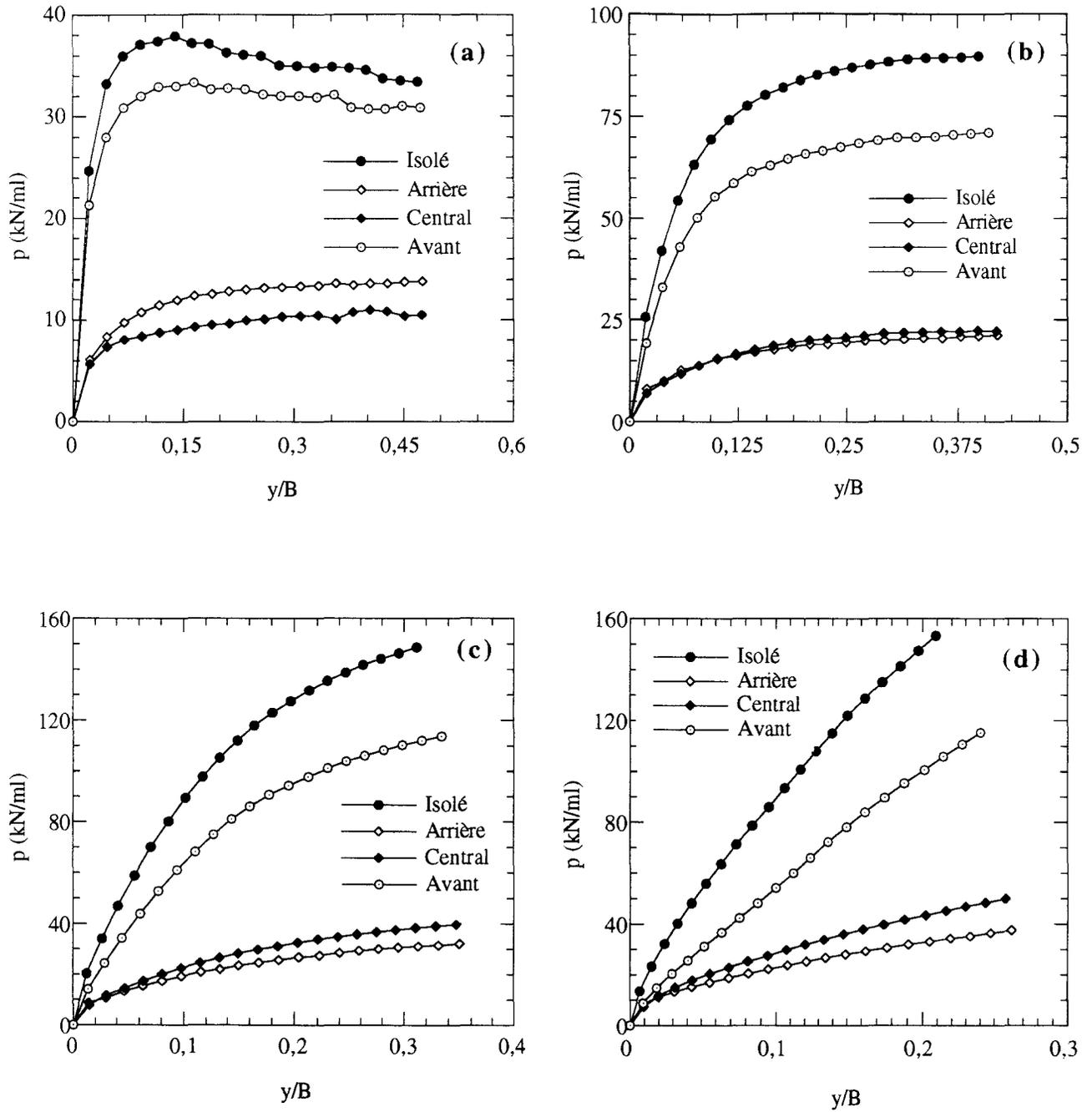


Figure IV.16 : Courbes (p-y) déduites du calcul tridimensionnel (groupe de trois micropieux dans un sable)

- (a) : $z=0,5B$
- (b) : $z=1,66B$
- (c) : $z=3,2B$
- (d) : $z=5,27B$

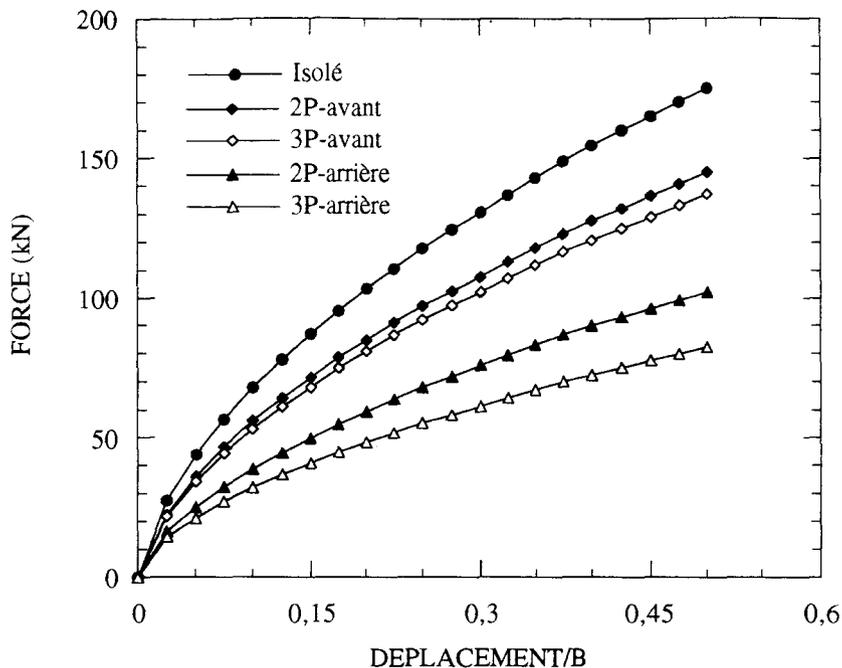


Figure IV.17 : Courbe force - déplacement en tête
 (Calcul tridimensionnel, groupes de deux et trois micropieux dans un sable)

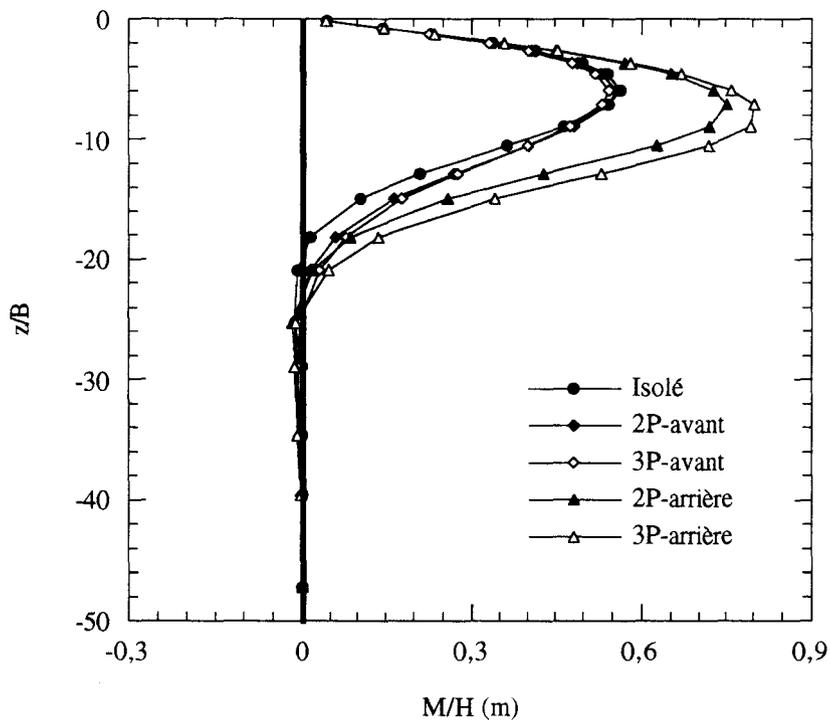


Figure IV.18 : Distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête
 (Calcul tridimensionnel, groupes de deux et trois micropieux dans un sable)
 (déplacement en tête=20mm)

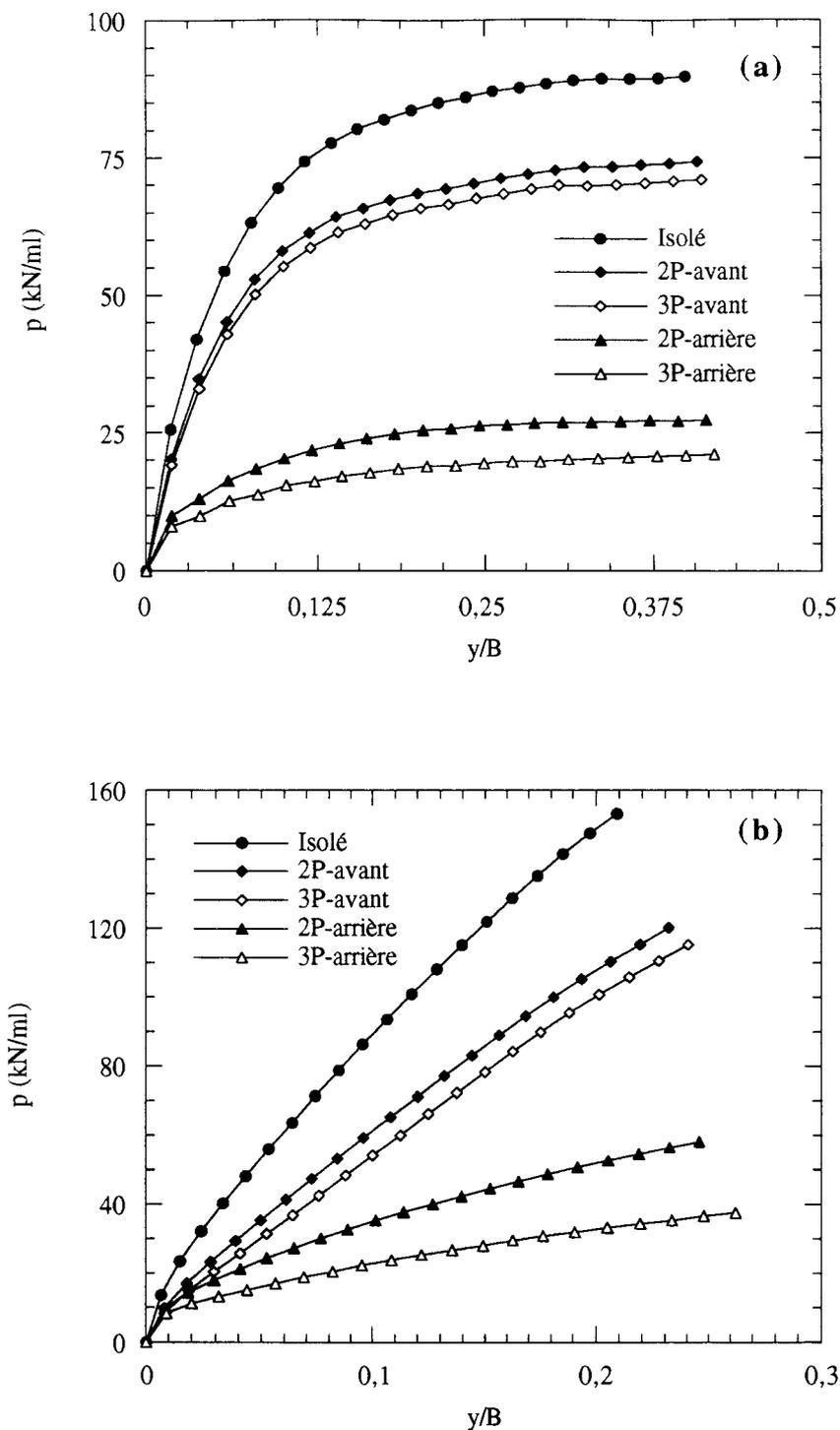


Figure IV.19 : Courbes (p-y) déduites des calculs tridimensionnels (Groupes de deux et trois micropieux dans un sable)

(a) : $z = 1,66B$

(b) : $z = 5,27B$

IV.2.2.2. Calcul avec la méthode (p-y)

Construction des courbes de réaction (p-y)

Nous avons déterminé les courbes de réaction (p-y) à différentes profondeurs pour les trois micropieux à partir d'une modélisation des tranches horizontales du sol comportant les micropieux. La figure IV.20 montre les résultats obtenus pour une profondeur $z=1,66B$. On constate que la modélisation plane des courbes de réaction reproduit qualitativement bien l'effet de groupe observé lors du calcul tridimensionnel. Pour les courbes (p-y) calculées en contraintes planes, on note un effet de groupe important pour les micropieux arrière et central; cet effet se traduit par une réduction de la réaction du sol par rapport au micropieu isolé de l'ordre de 73% pour le micropieu central et 79% pour le micropieu arrière. Pour le micropieu avant, on remarque une réduction de la réaction du sol de l'ordre de 12% par rapport au micropieu isolé.

Pour les courbes (p-y) calculées en déformations planes, on constate un effet de groupe important pour les micropieux arrière et central; cet effet se traduit par une réduction de la réaction du sol par rapport au micropieu isolé de l'ordre de 70% pour le micropieu central et 75% pour le micropieu arrière. Pour le micropieu avant, on note une faible réduction de la réaction du sol (de l'ordre de 7%) par rapport au micropieu isolé.

La figure IV.21 montre une comparaison entre les courbes de réaction déduites du calcul tridimensionnel et celles déterminées à partir des calculs plans pour le micropieu avant. On remarque que l'hypothèse de contraintes planes donne une bonne estimation des courbes de réaction des couches situées à une profondeur inférieure à $3B$. Par ailleurs, l'hypothèse des déformations planes reproduit mieux les courbes de réaction des couches situées à une profondeur supérieure à $3B$.

Approximation des courbes (p-y)

Nous allons tester la méthode proposée sur le micropieu avant puisqu'il est le plus sollicité. Nous avons cherché une approximation des courbes de réaction déduites des calculs plans et tridimensionnel par une fonction hyperbolique (équation IV.1). Les valeurs des paramètres intervenant dans cette fonction (a et b) ont été déterminées pour différentes profondeurs. Les figures IV.22a-b montrent la variation de ces paramètres avec la profondeur. Une régression linéaire a été réalisée pour représenter la variation de ces paramètres avec la profondeur (équation IV.2). Les paramètres de la régression linéaire (a_1 , a_2 , b_1 et b_2) trouvés pour les courbes déduites des calculs plans sont illustrés dans le tableau IV.3.

Modélisation	(a ₁) (kN/ml)	(a ₂) (kN/ml)	(b ₁)	(b ₂)
Contraintes planes	32,37	32,536	0,1842	0,0315
Déformations planes	13,98	303,05	-0,0265	2,02

Tableau IV.3 : Valeurs des paramètres intervenant dans les courbes de réaction (a₁, a₂, b₁ et b₂) (groupe de trois micropieux dans un sable, micropieu avant)

Confrontation méthode (p-y) - calcul 3D

Les expressions analytiques ont été ensuite utilisées dans un programme de calcul de pieu basé sur la méthode du module de réaction en supposant des conditions de contraintes planes jusqu'à une profondeur $z=3B$ et des conditions de déformations planes pour les couches situées à une profondeur supérieure à $3B$. Les résultats des calculs unidimensionnel et tridimensionnel sont donnés dans la figure IV.23. On note un bon accord entre les résultats obtenus avec les deux méthodes pour la réaction en tête et le moment fléchissant.

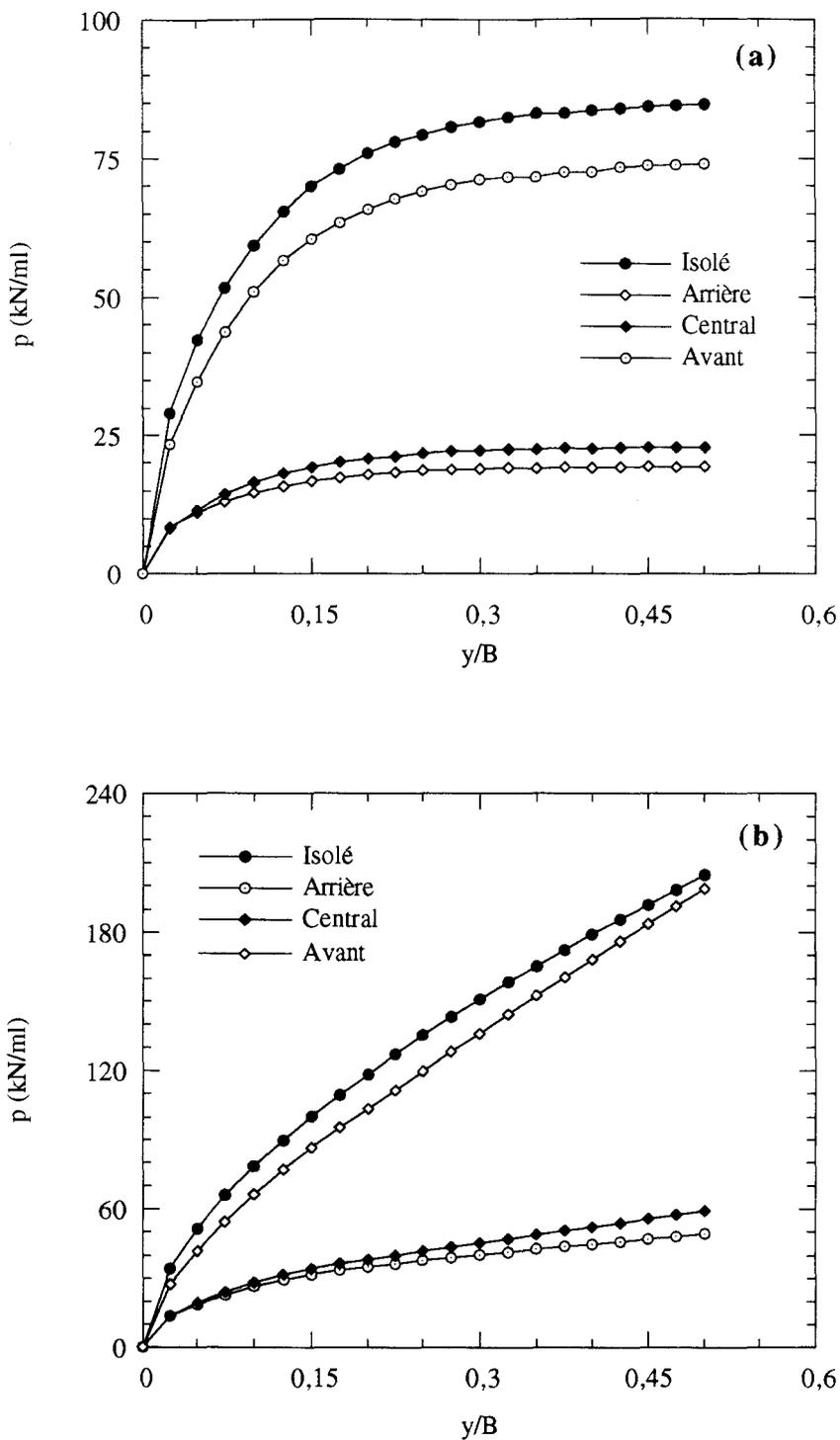


Figure IV.20 : Courbes (p-y) déduites des calculs plans
 (Groupe de trois micropieux dans un sable, $z=1,66B$)
 (a) : Contraintes planes
 (b) : Déformations planes

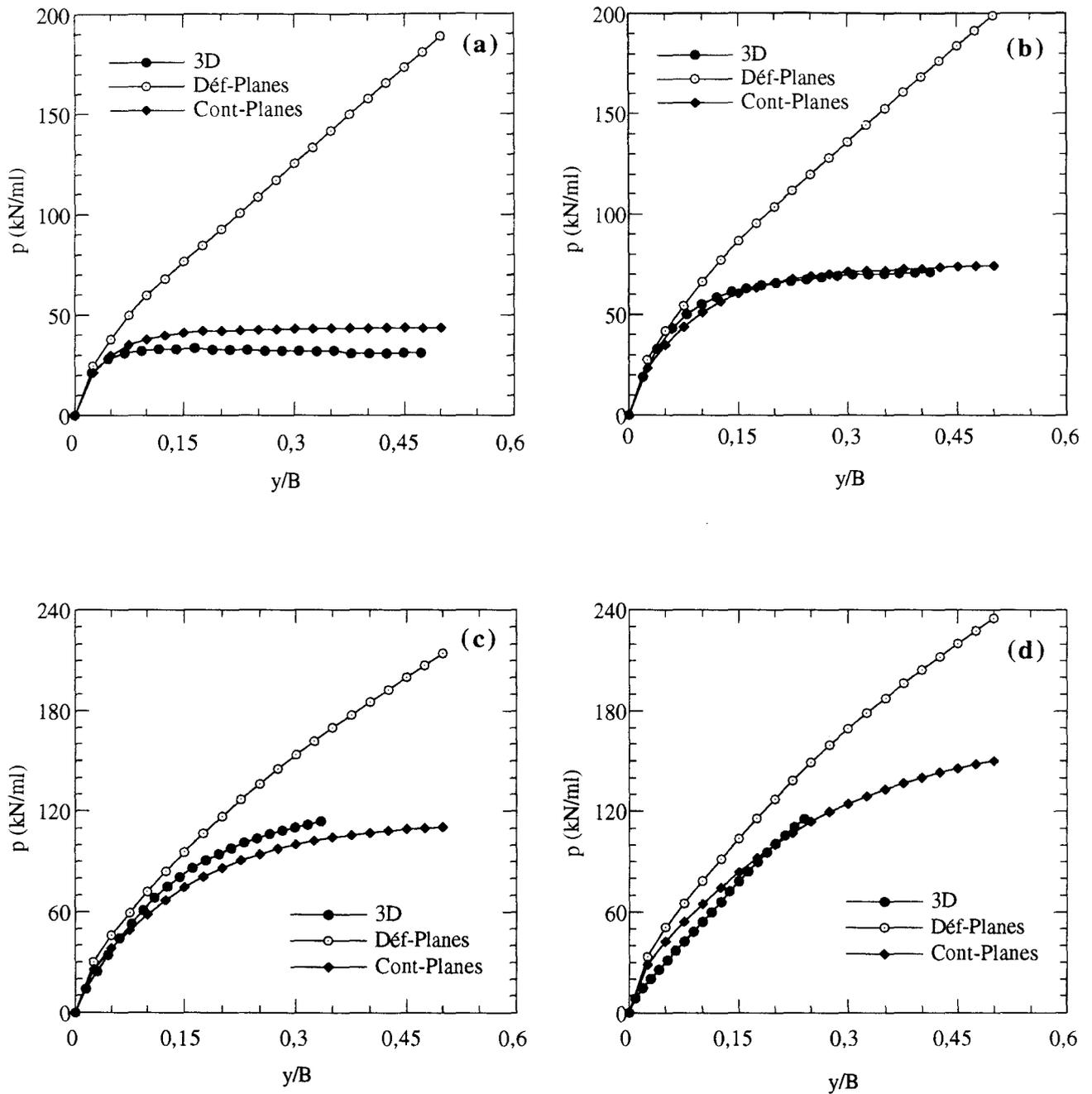


Figure IV.21 : Comparaison des courbes (p-y) déduites des calculs tridimensionnel et plans (Groupe de trois micropieux dans un sable, micropieu avant)

(a) : $z=0,5B$

(b) : $z=1,66B$

(c) : $z=3,2B$

(d) : $z=5,27B$

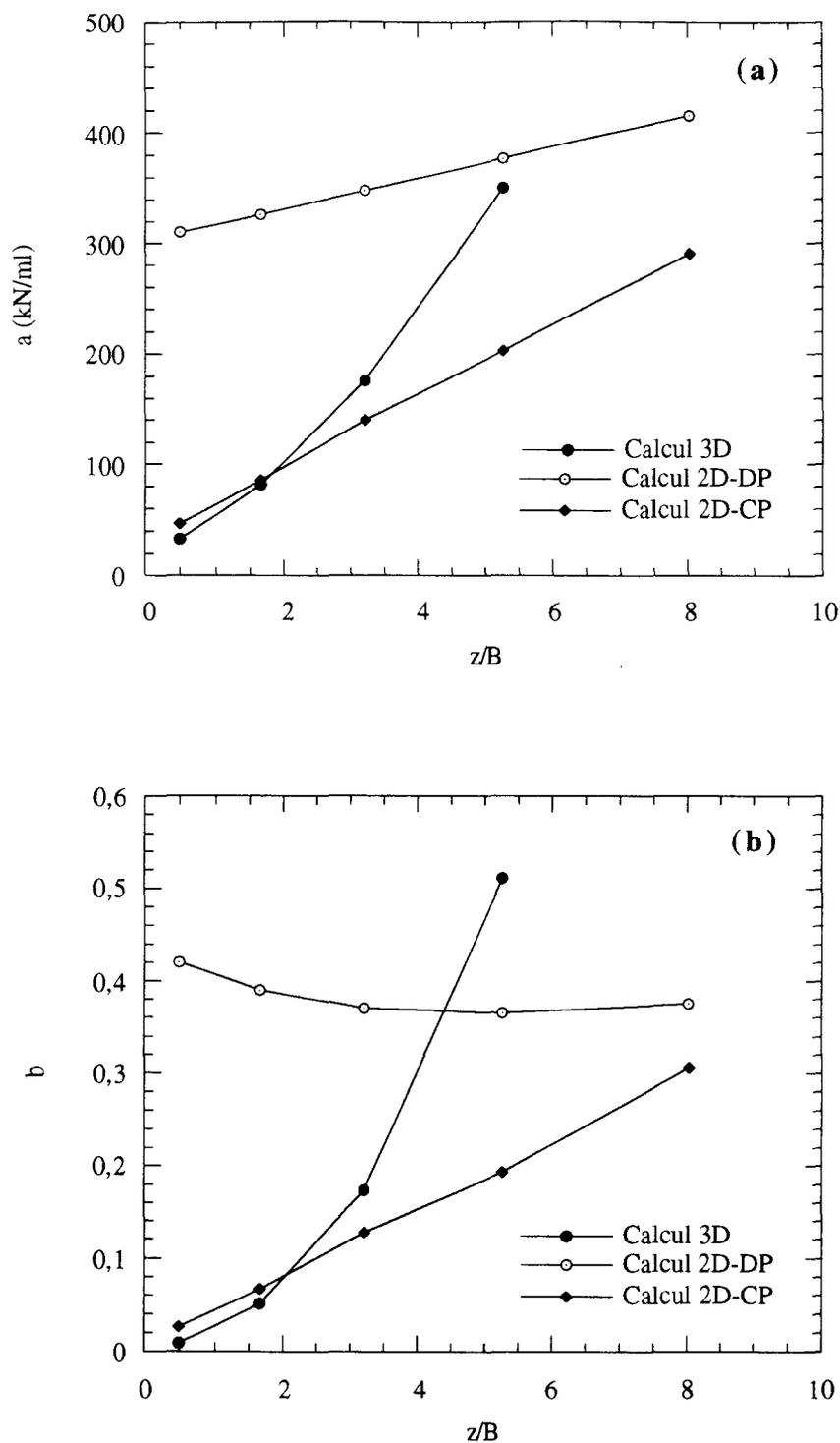


Figure IV.22 : Variation des paramètres des courbes de réaction a et b avec la profondeur (Groupe de trois micropieux dans un sable, micropieu avant)

(a) : Variation du paramètre (a)

(b) : Variation du paramètre (b)

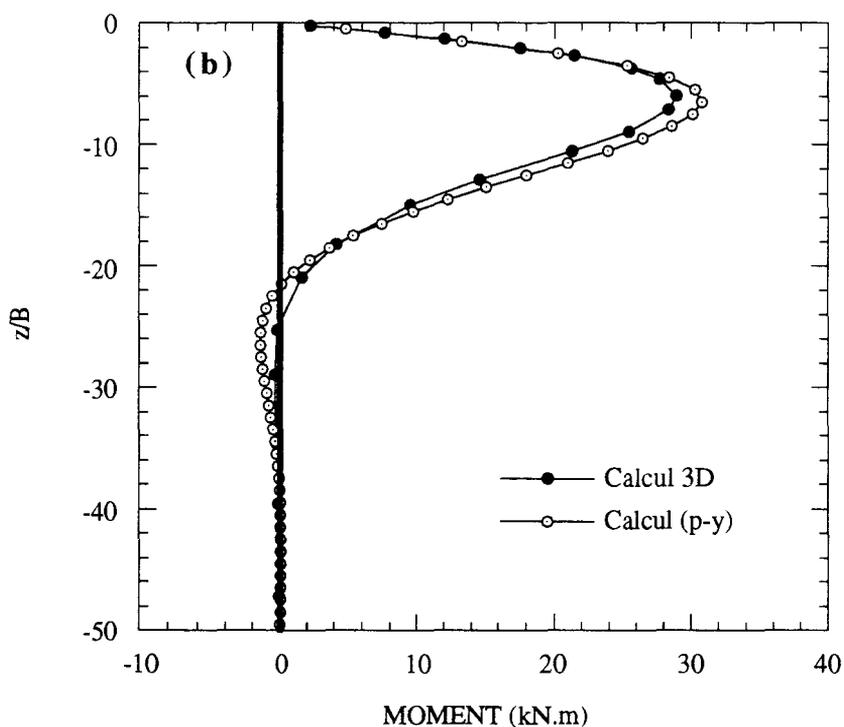
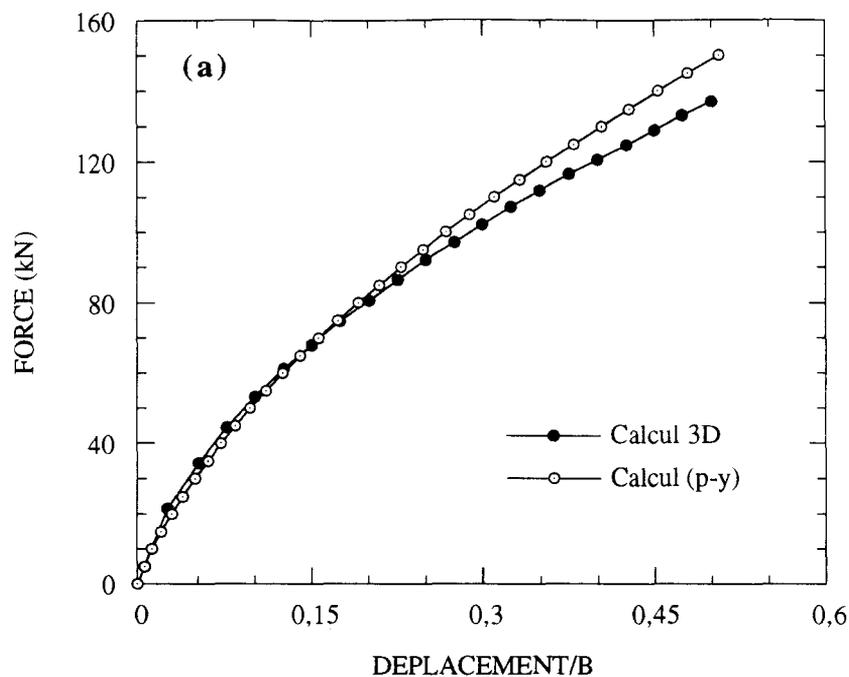


Figure IV.23 : Comparaison des résultats obtenus avec la méthode (p-y) et le calcul tridimensionnel (groupe de trois micropieux dans un sable, micropieu avant)

(a) : Force - déplacement en tête

(b) : Moment fléchissant (H=53 kN)

IV.3. Vérification sur des groupes de micropieux dans l'argile

Les caractéristiques mécaniques et géométriques retenues pour les micropieux sont identiques à celles utilisées pour les groupes de micropieux dans le sable (tableau IV.1b). Les caractéristiques mécaniques retenues pour le sol sont identiques à celles utilisées pour le micropieu isolé dans le l'argile (tableau IV.4). Le comportement du sol est supposé obéir à une loi de comportement élastique-parfaitement plastique avec un critère de Von-Mises.

E (kPa)	ν	C (kPa)	K_0
8000	0,45	40	0,85

Tableau IV.4 : Vérification de la méthode (p-y) sur des groupes de micropieux dans l'argile : Caractéristiques mécaniques de l'argile

IV.3.1. Groupe de deux micropieux

IV.3.1.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis

Les résultats du calcul tridimensionnel sont donnés dans les figures IV.24 à IV.26. Sous l'effet du chargement appliqué, nous avons noté la même évolution pour les micropieux avant et arrière tant au niveau de la réaction en tête qu'au niveau des courbes de réaction et du moment fléchissant. Ce résultat est en accord avec les travaux de Yegian et Wright (1973). Pour la réaction en tête de micropieux (figure IV.24), on constate une réduction par rapport au micropieu isolé de l'ordre de 30% pour le groupe ayant un espacement $S=2B$ et de l'ordre de 14% pour le groupe avec un espacement $S=5B$.

La figure IV.25 montre la distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête pour les deux espacements (pour un déplacement en tête = 20mm). On remarque une augmentation du moment maximal normalisé par rapport au micropieu isolé avec la diminution de l'espacement. Cette augmentation est de l'ordre de 15% pour l'espacement $S=2B$ et de 5% pour l'espacement $S=5B$.

Les courbes de réaction (p - y) calculées pour différentes profondeurs sont données dans la figure IV.26. On constate un effet de groupe important pour l'espacement $S = 2B$ qui se traduit par une réduction de l'ordre de 40% sur la réaction (p). Pour l'espacement $S=5B$, on note un effet de groupe à partir d'une profondeur supérieure à 1,6B; cet effet se traduit par une réduction de l'ordre de 15% sur la réaction du sol (p).

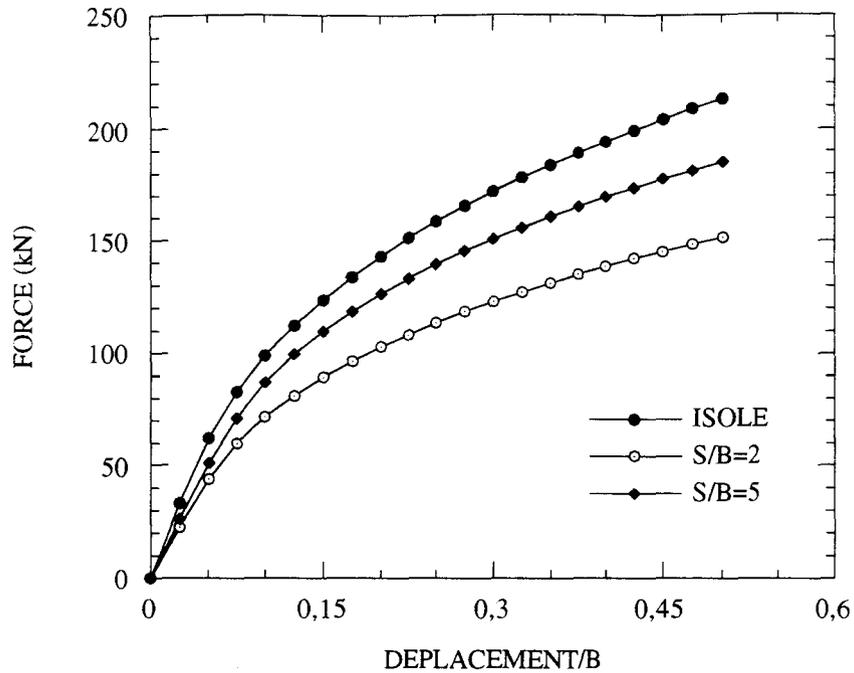


Figure IV.24 : Courbe force-déplacement en tête
 (Calcul tridimensionnel, groupe de deux micropieux dans une argile)
 (les micropieux avant et arrière donnent des valeurs très proches)

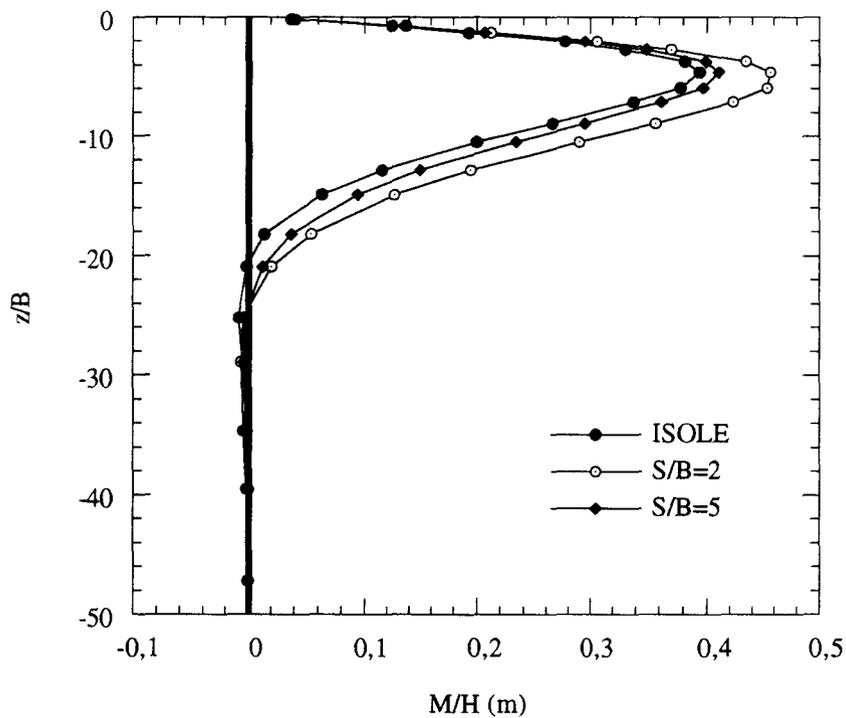


Figure IV.25 : Distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête
 (Calcul tridimensionnel, groupe de deux micropieux dans une argile)
 (les micropieux avant et arrière donnent des valeurs très proches)
 (déplacement en tête = 20mm)

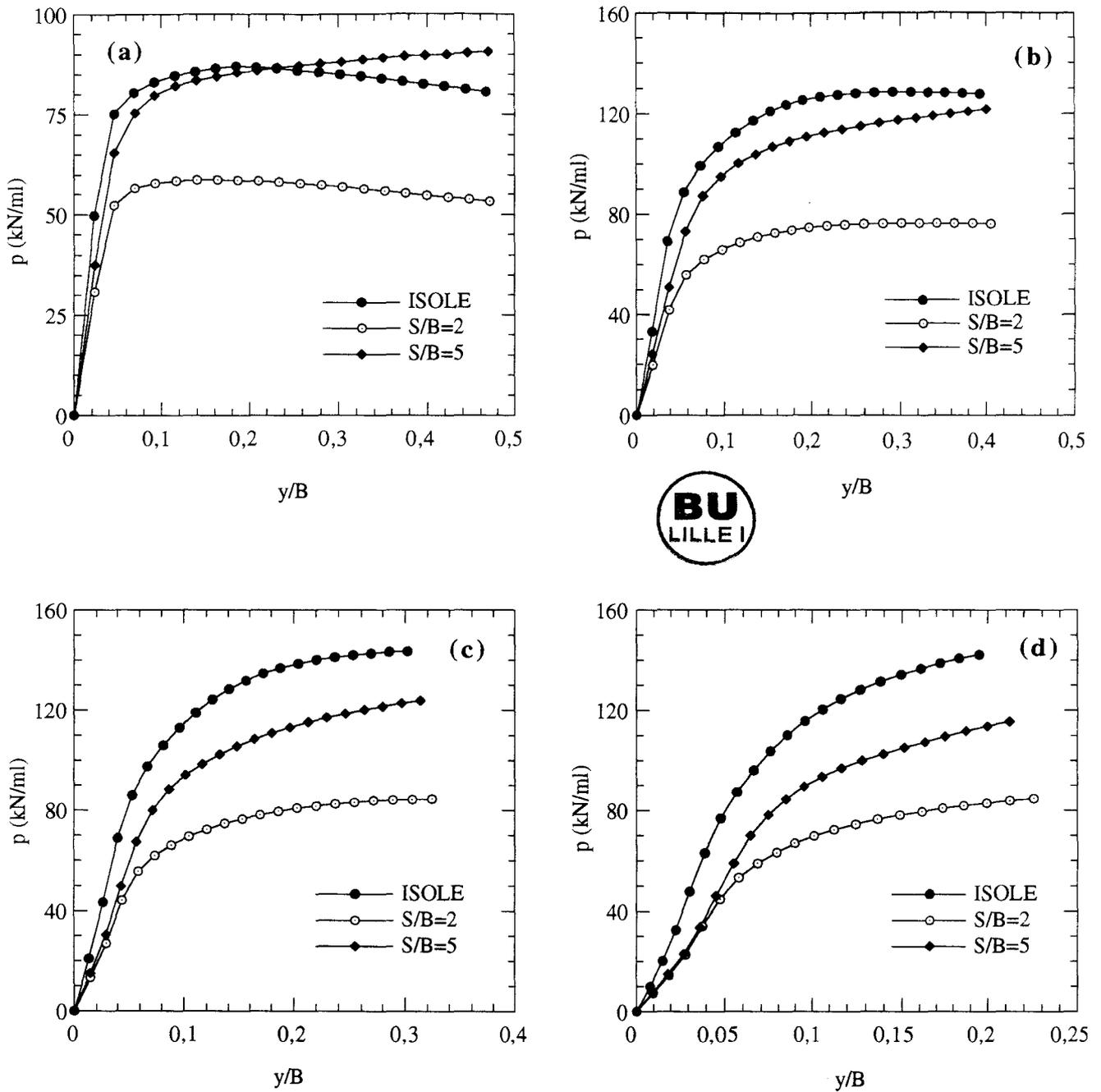


Figure IV.26 : Courbes (p-y) déduites du calcul tridimensionnel
 (les courbes de réaction des micropieux avant et arrière sont très proches)
 (Groupe de deux micropieux dans une argile)

- (a) : $z=0,5B$
- (b) : $z=1,66B$
- (c) : $z=3,2B$
- (d) : $z=5,27B$

IV3.1.2. Calcul avec la méthode (p-y)

Construction des courbes (p-y)

Nous avons déterminé les courbes de réaction à partir d'une modélisation en déformations et en contraintes planes. Les résultats des calculs ont montré que ces courbes varient très peu avec la profondeur (figure IV.27). Ils ont également montré la présence d'un effet de groupe important sur les courbes de réaction qui se traduit par une réduction de la réaction du sol de l'ordre de 35% pour le groupe ayant un espacement $S=2B$ et une réduction de l'ordre de 18% pour le groupe ayant un espacement $S=5B$.

La figure IV.28 montre une comparaison entre les courbes de réaction déduites du calcul tridimensionnel et de celles déterminées à partir des calculs plans. Pour les faibles déplacements ($y/B < 0,05$), on trouve un bon accord entre les trois familles de courbes. Pour les déplacements élevés, on note que l'hypothèse de déformations planes surestime la réaction du sol de l'ordre de 20% pour les grandes profondeurs et de l'ordre de 100% pour les faibles profondeurs alors que l'hypothèse de contraintes planes surestime la réaction du sol uniquement pour les faibles profondeurs.

Approximation des courbes (p-y)

Comme les courbes (p-y) calculées en contraintes planes donnent des courbes plus proche du calcul tridimensionnel, nous avons cherché une approximation de ces courbes par la fonction hyperbolique (équation IV.1). Les valeurs des paramètres intervenant dans cette fonction (a et b) sont données dans le tableau IV.5.

Espacement	a (kN/ml)	b
$S = 2B$	107,2	0,053
$S = 5B$	146,2	0,0625

Tableau IV.5 : Valeurs des paramètres a et b des courbes de réaction déduites du calcul en contraintes planes (groupe de deux micropieux dans une argile)

Confrontation méthode (p-y) - calcul 3D

L'expression analytique a été ensuite utilisée pour le calcul des groupes de micropieux. Les résultats obtenus sont reportés dans la figure IV.29. On remarque un bon accord entre la méthode (p-y) et le calcul tridimensionnel pour l'espacement $S=2B$ tant au niveau de la réaction en tête que du moment fléchissant. Pour le groupe ayant un espacement $S=5B$, on note que la méthode (p-y) donne une sous-estimation de l'ordre de 5% pour la réaction en tête et une surestimation de l'ordre de 5% pour le moment fléchissant.

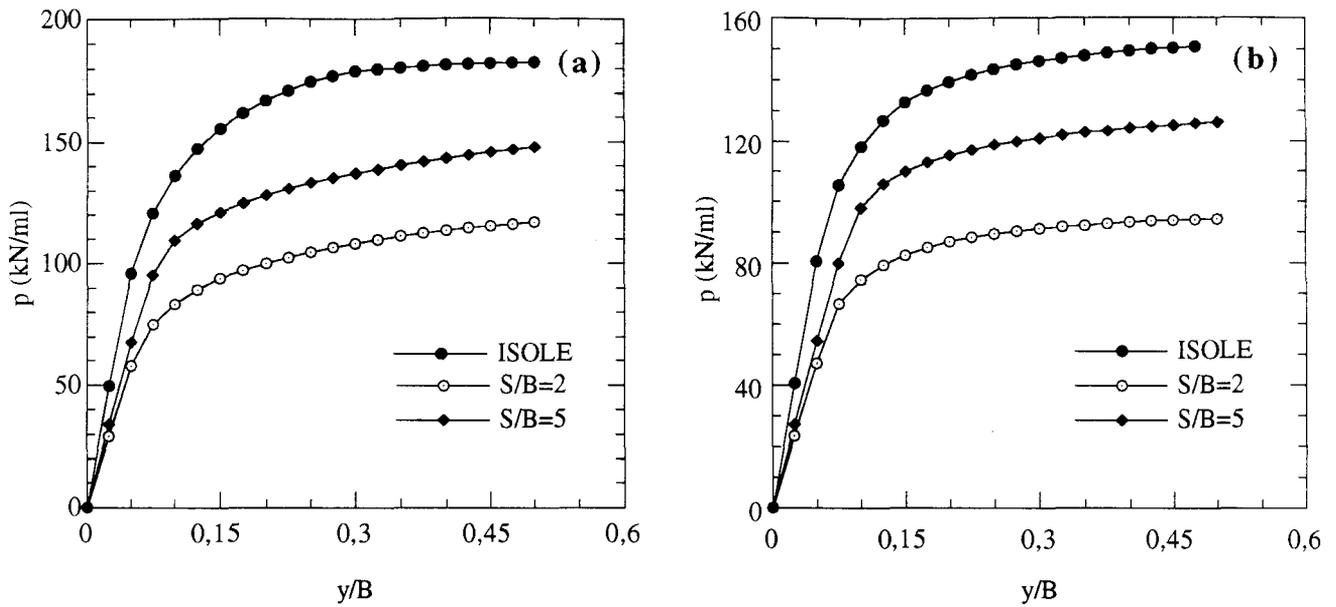


Figure IV.27 : Courbes (p-y) déduites des calculs plans
 (Groupe de deux micropieux dans une argile)
 (a) : Déformations planes
 (b) : Contraintes planes

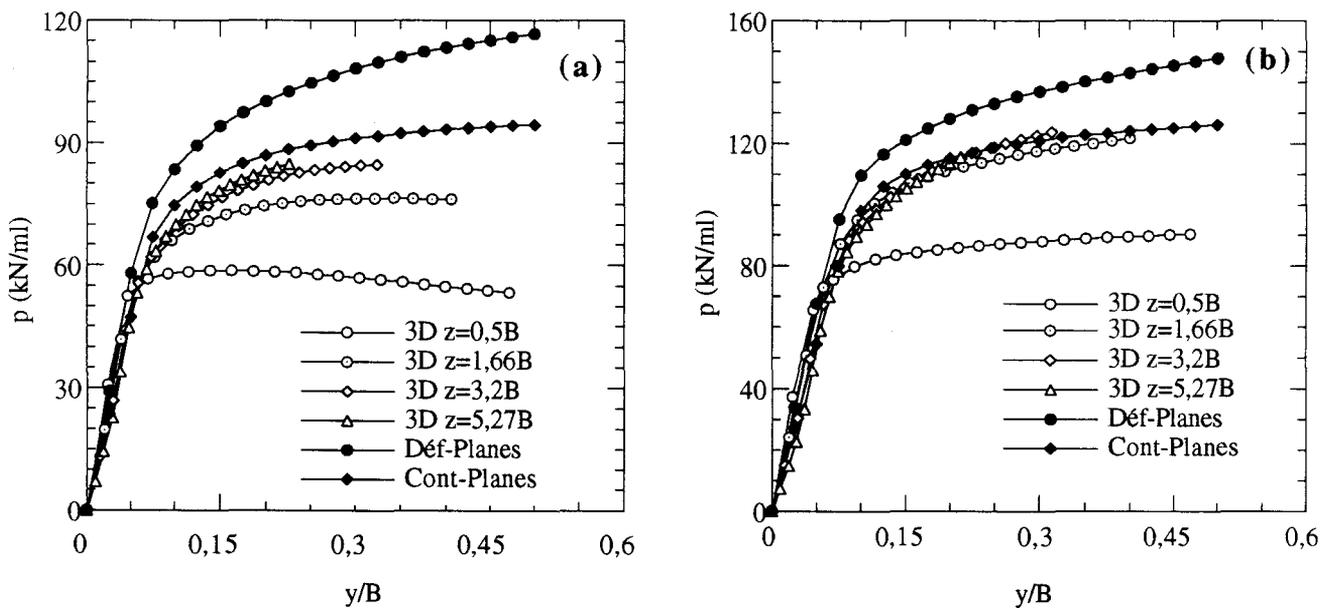


Figure IV.28 : Comparaison des courbes (p-y) déduites des calculs tridimensionnel et plans
 (Groupe de deux micropieux dans une argile)
 (a) : S=2B
 (b) : S=5B

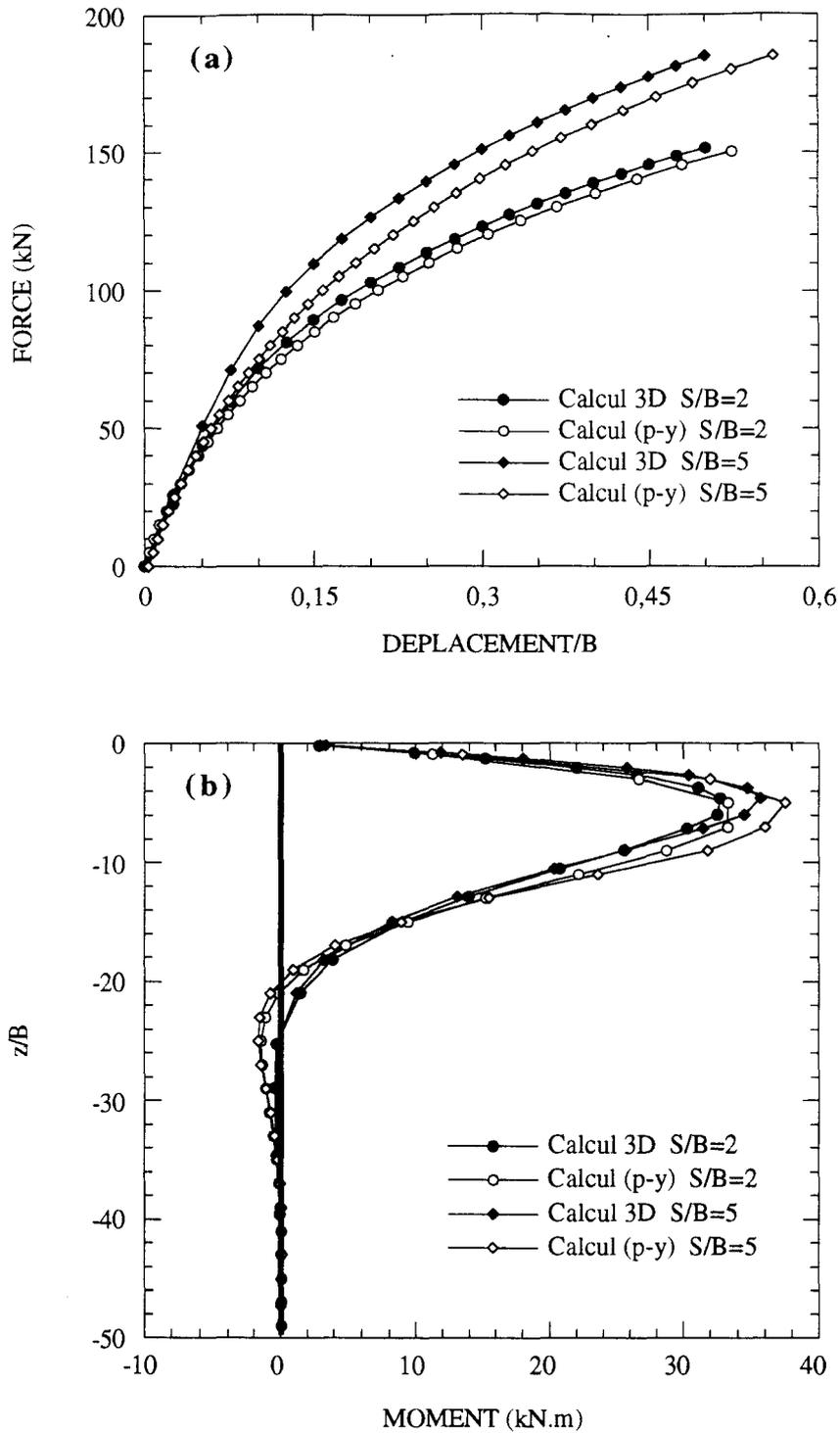


Figure IV.29 : Comparaison des résultats obtenus avec la méthode (p-y) et les calculs tridimensionnels (groupe de deux micropieux dans une argile)

(a) : Force - déplacement en tête

(b) : Moment fléchissant (déplacement en tête=20mm)

IV.3.2. Groupe de trois micropieux

IV.3.2.1. Calcul tridimensionnel par éléments finis

Les résultats du calcul tridimensionnel sont donnés dans les figures IV.30 à IV.32. On note la même évolution pour les pieux avant et arrière tant au niveau de la réaction en tête que les courbes de réaction et le moment fléchissant. En ce qui concerne la distribution de la charge en tête (figure IV.30), on remarque que le micropieu central reprend 24% de la charge appliquée alors que le micropieu latéral (avant ou arrière) reprend 38% de cette charge. Ceci signifie que les micropieux avant et arrière assurent un écran de protection au micropieu central. On constate un effet de groupe sensible pour le micropieu central avec une réduction de la force en tête de l'ordre de 50% par rapport au micropieu isolé et un effet plus modéré pour les micropieux avant et arrière avec une réduction de la réaction en tête de l'ordre de 30% par rapport au micropieu isolé.

La figure IV.31 montre la distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête dans les micropieux (pour un déplacement en tête de 20mm). On remarque une augmentation du moment maximal normalisé par rapport au micropieu isolé. Cette augmentation atteint 28% dans le micropieu central et 13% dans les micropieux avant et arrière.

Les figures IV.32 donnent les courbes (p-y) calculées à différentes profondeurs pour les trois micropieux. On note une réduction importante de la réaction du sol par rapport au micropieu isolé. Cette réduction est de l'ordre de 75% pour le micropieu central et de 40% pour les micropieux avant et arrière.

Pour étudier l'effet du nombre de micropieux, nous avons effectué une comparaison des résultats obtenus avec les groupes de deux et trois micropieux ayant le même espacement ($S=2B$). Les résultats sont donnés dans les figures IV.33 à IV.35. On remarque que le nombre de micropieux n'affecte que très légèrement le comportement du micropieu avant et arrière : on constate un bon accord entre les résultats des deux groupes tant au niveau de la réaction en tête que au niveau du moment fléchissant et des courbes de réaction.

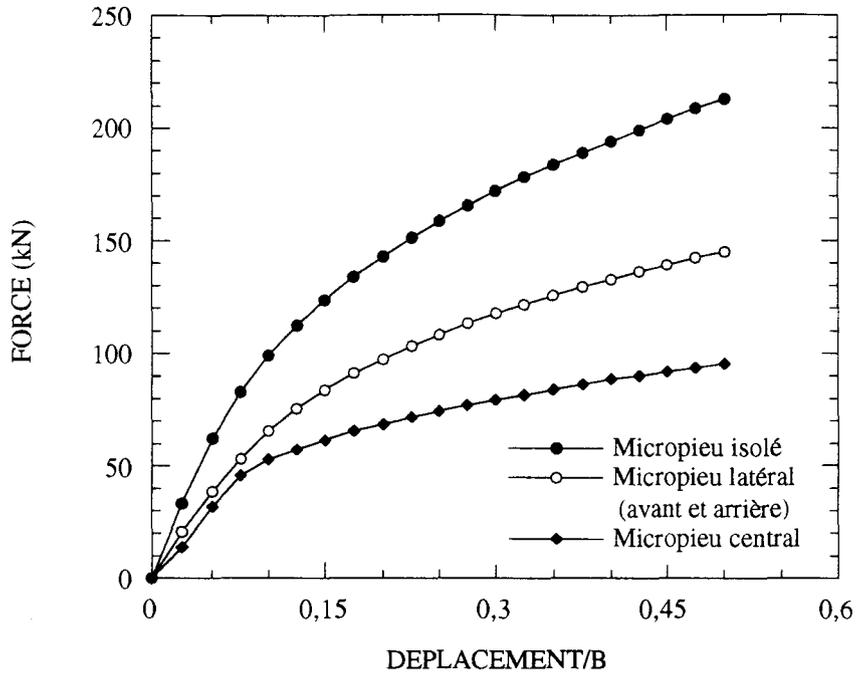


Figure IV.30 : Courbe force - déplacement en tête
(Calcul tridimensionnel, groupe de trois micropieux dans une argile)

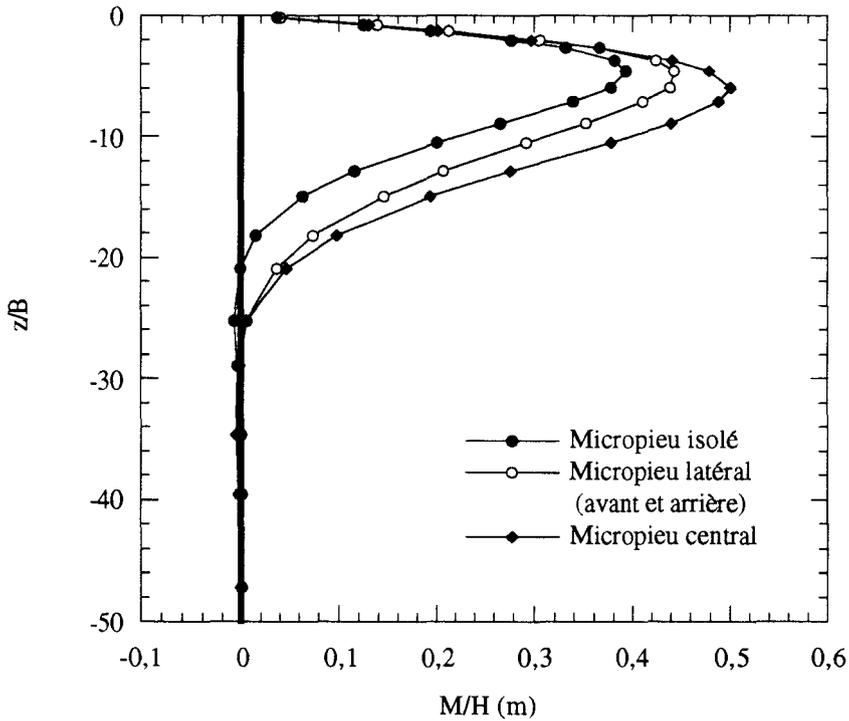
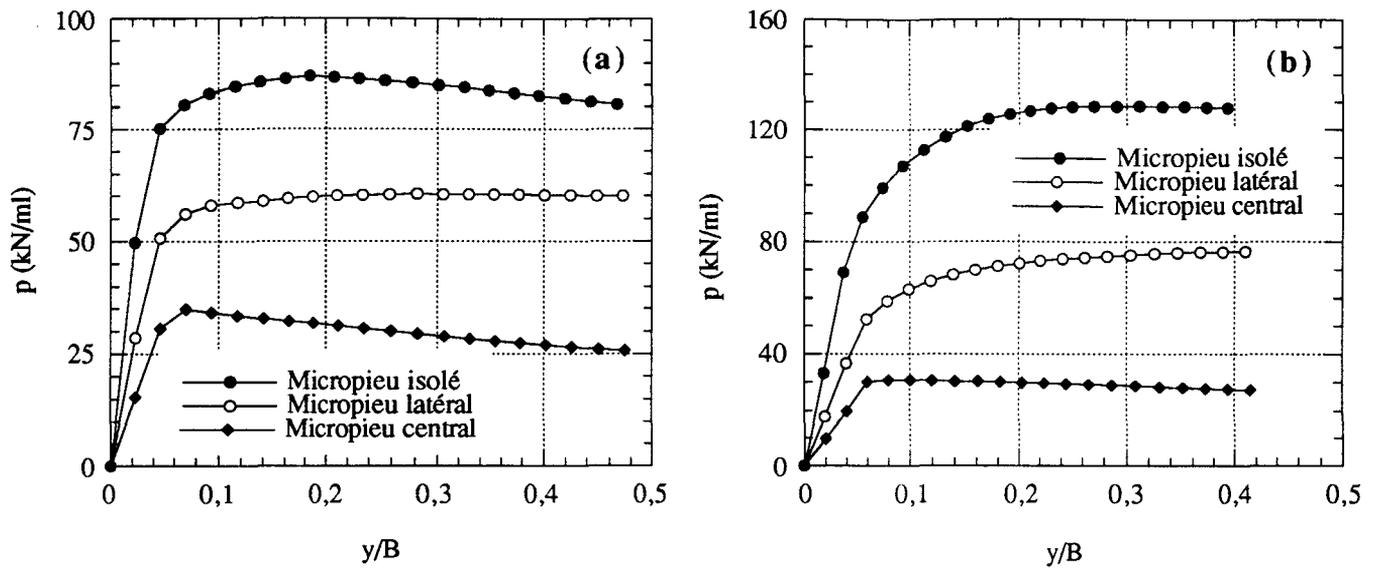


Figure IV.31 : Distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête
(Calcul tridimensionnel, groupe de trois micropieux dans une argile)
(déplacement en tête = 20mm)



(Micropieu latéral = micropieu avant ou arrière)

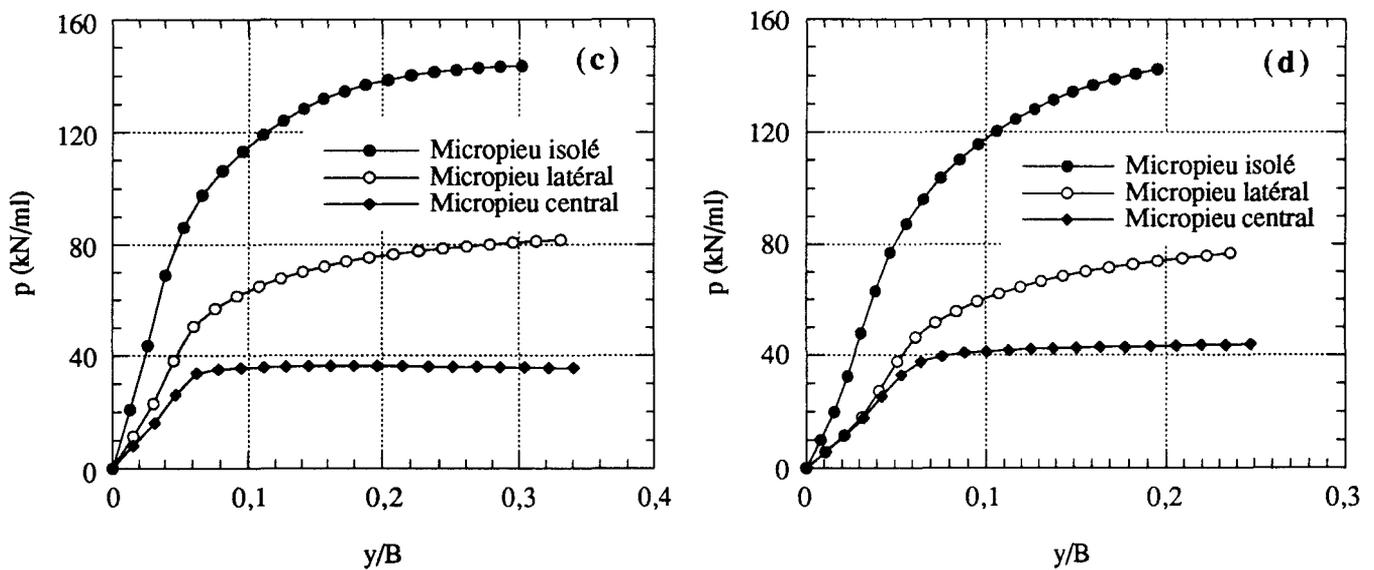


Figure IV.32 : Courbes (p-y) déduites du calcul tridimensionnel
(Groupe de trois micropieux dans une argile)

- (a) : $z = 0,5B$
- (b) : $z = 1,66B$
- (c) : $z = 3,2B$
- (d) : $z = 5,27B$

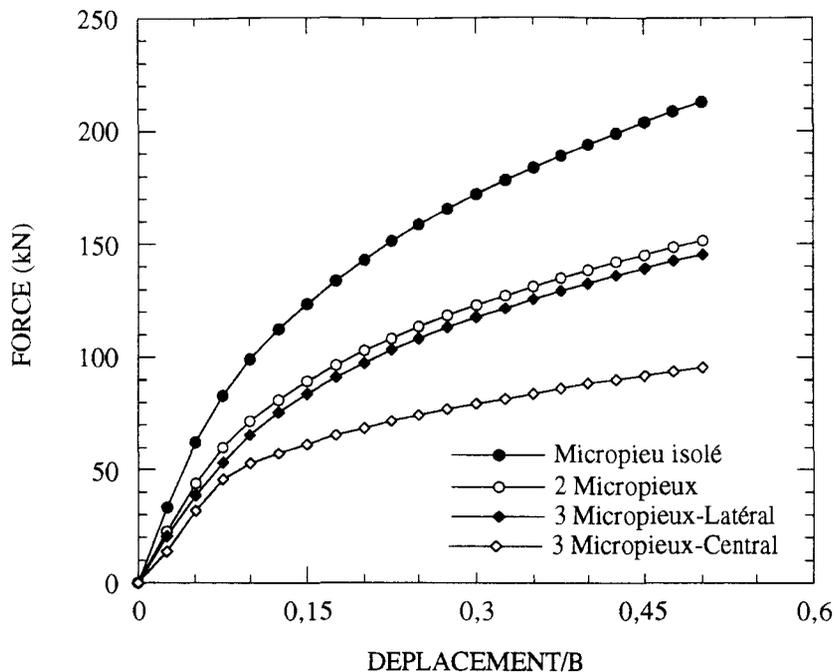


Figure IV.33 : Influence du nombre de micropieux sur la courbe force - déplacement en tête (calculs tridimensionnels)

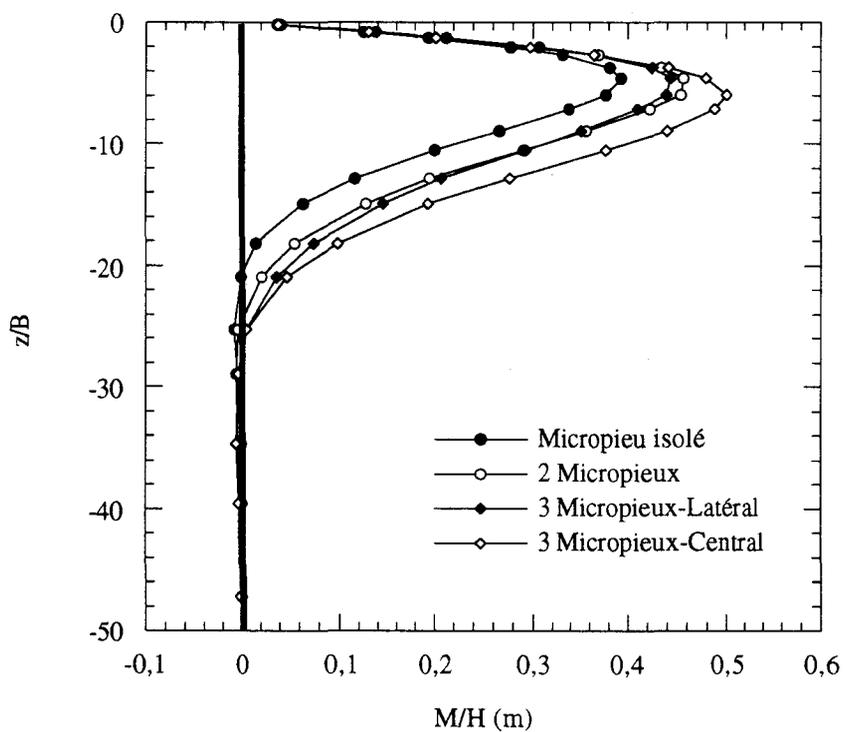


Figure IV.34 : Influence du nombre de micropieux sur la distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête (Calculs tridimensionnels, déplacement en tête = 20mm)

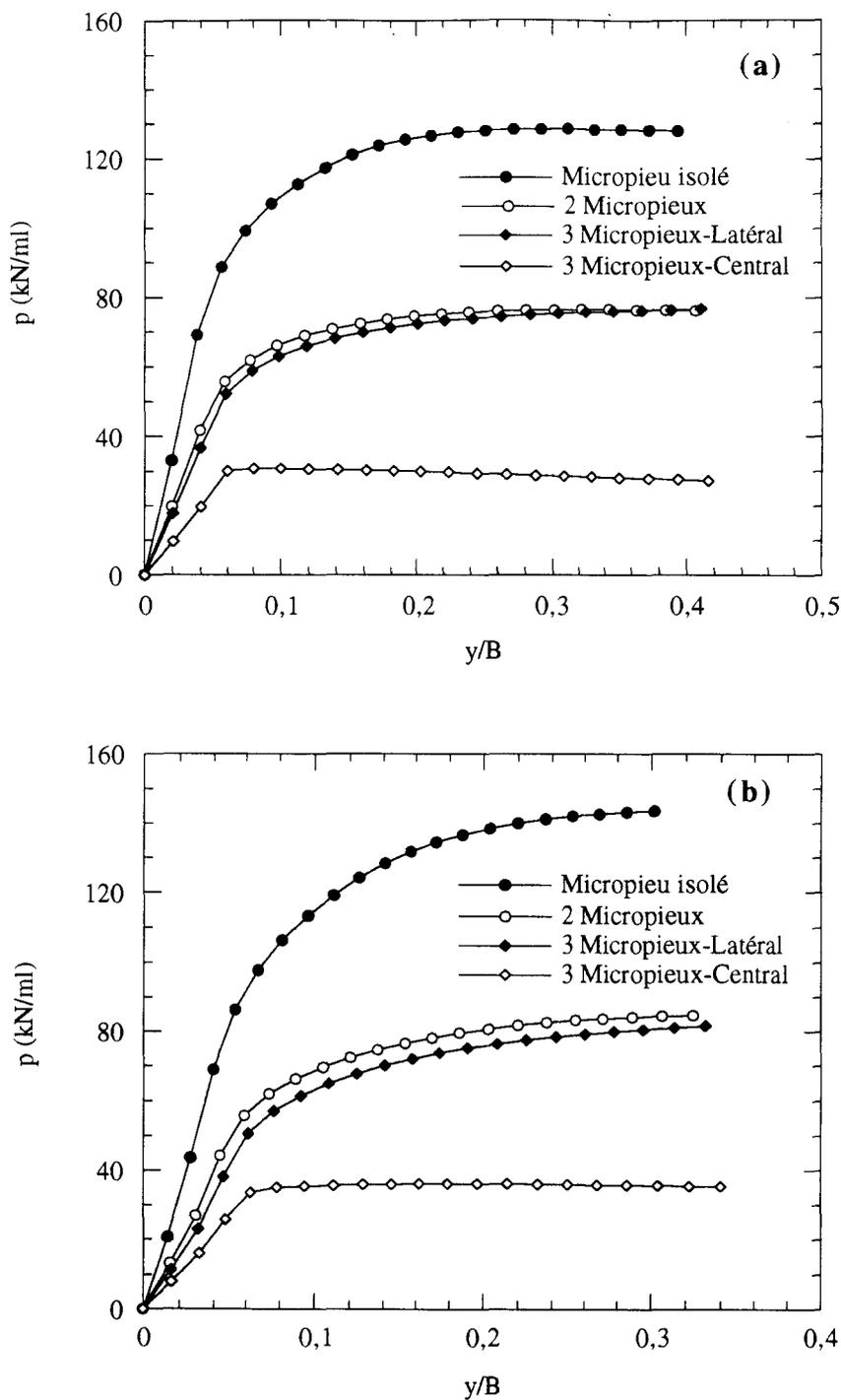


Figure IV.35 : Influence du nombre de micropieux sur les courbes (p-y)
(Calculs tridimensionnels)

(a) : $z = 1,66B$

(b) : $z = 3,2B$

IV.3.2.2. Calcul avec la méthode (p-y)

Construction des courbes (p-y)

Les courbes de réaction ont été déterminées à partir des calculs plans. Comme pour le groupe de deux micropieux, on obtient une très faible variation de ces courbes avec la profondeur. La figure IV.36 montrent les résultats obtenus. Pour les courbes déduites du calcul en déformations planes, on constate un effet de groupe important. Cet effet se traduit par une réduction de la réaction du sol de 83% pour le micropieu central et de 35% pour le micropieu latéral.

Pour les courbes déduites du calcul en contraintes planes, on remarque un effet de groupe important qui se traduit par une réduction de la réaction du sol de 75% pour le micropieu central et de 35% pour le micropieu latéral.

La figure IV.37 montre une comparaison entre les courbes de réaction déduites du calcul tridimensionnel et celles déterminées à partir des calculs plans. Pour les faibles déplacements ($S/B < 0,05$), on trouve un bon accord entre les trois familles de courbes. Pour les déplacement élevés, on note que l'hypothèse de déformations planes surestime la réaction du sol de l'ordre de 20% pour les grandes profondeurs et de l'ordre de 100% pour les faibles profondeurs. L'hypothèse de contraintes planes surestime la réaction du sol pour les faibles profondeurs et donne de bons résultats pour les grandes profondeurs. Au niveau du micropieu central, on remarque un bon accord entre ces courbes et les courbes tridimensionnelles

Confrontation méthode (p-y) - calcul 3D

Comme les courbes (p-y) calculées en contraintes planes donnent des courbes plus proches du calcul tridimensionnel, la courbe de réaction obtenue en contraintes planes pour les micropieux avant et arrière a été modélisée par une fonction hyperbolique (équation IV.1). La détermination des paramètres de cette fonction a donné :

$$a = 113,86 \text{ kN/ml} \qquad b = 0,071855$$

La courbe de réaction a été ensuite utilisée pour le calcul des pieux latéraux. Les résultats obtenus sont reportés dans la figure IV.38. On note, comme pour le micropieu isolé et le groupe de deux micropieux, un bon accord entre les résultats du calcul tridimensionnel et du calcul avec la méthode (p-y) tant pour la réaction en tête que pour le diagramme du moment fléchissant.

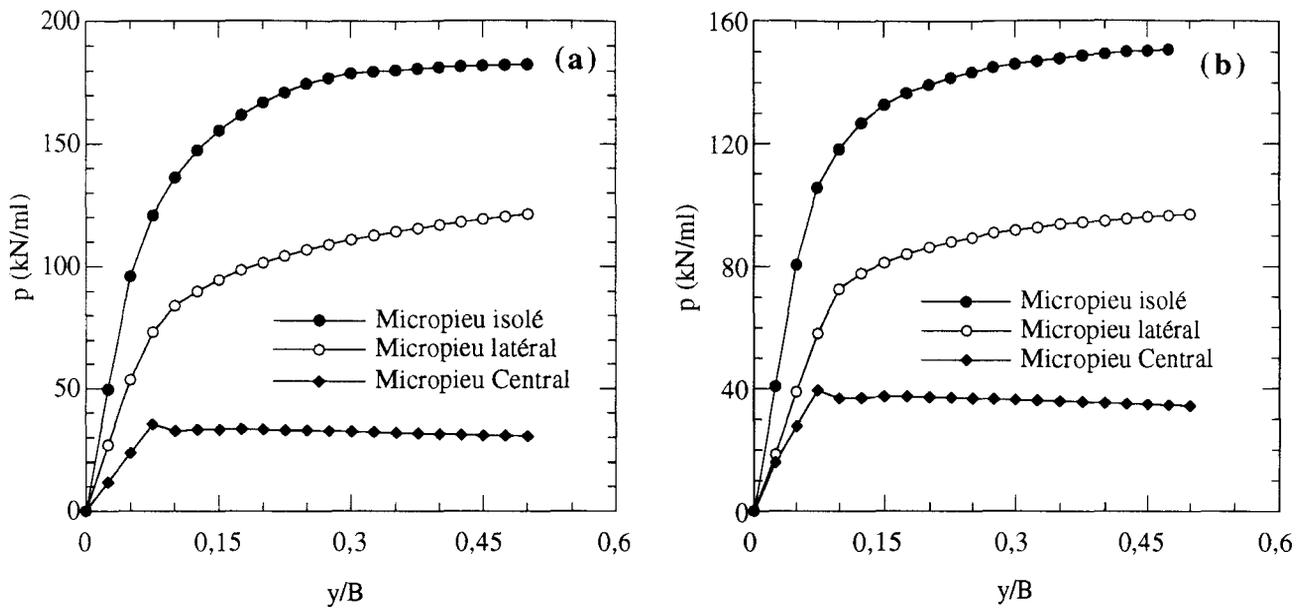


Figure IV.36 : Courbes (p-y) déduites des calculs plans
(groupe de trois micropieux dans une argile)

(a) : Déformations planes

(b) : Contraintes planes

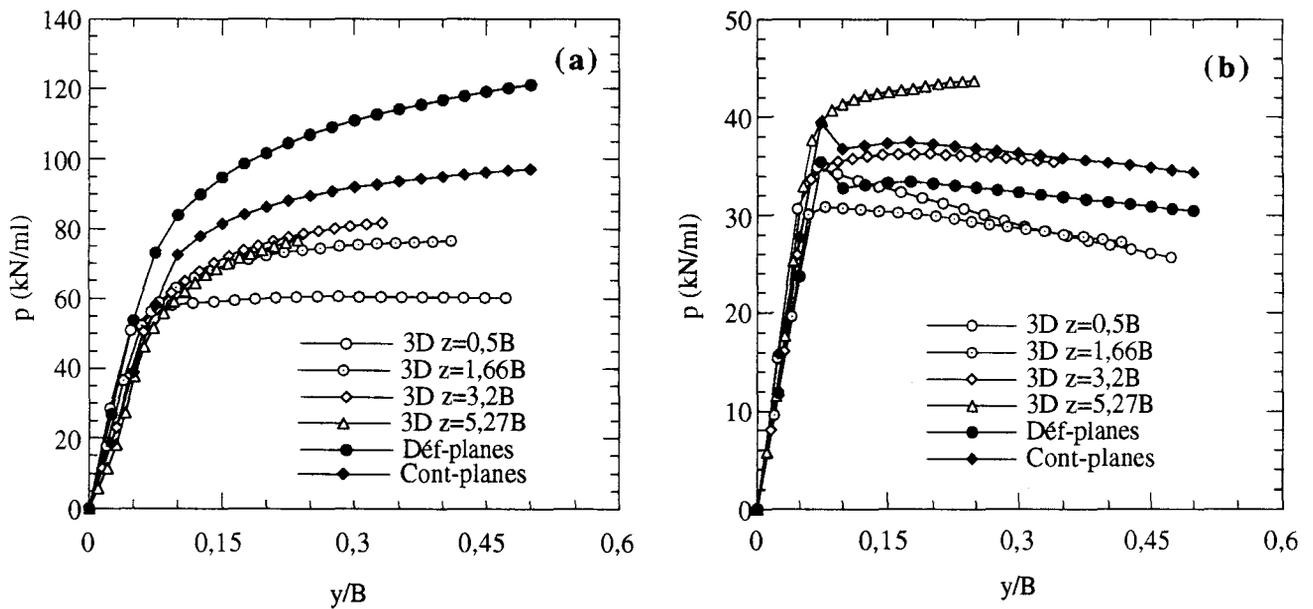


Figure IV.37 : Comparaison des courbes (p-y) déduites des calculs tridimensionnel et plans
(groupe de trois micropieux dans une argile)

(a) : Micropieu latéral (avant et arrière)

(b) : Micropieu central

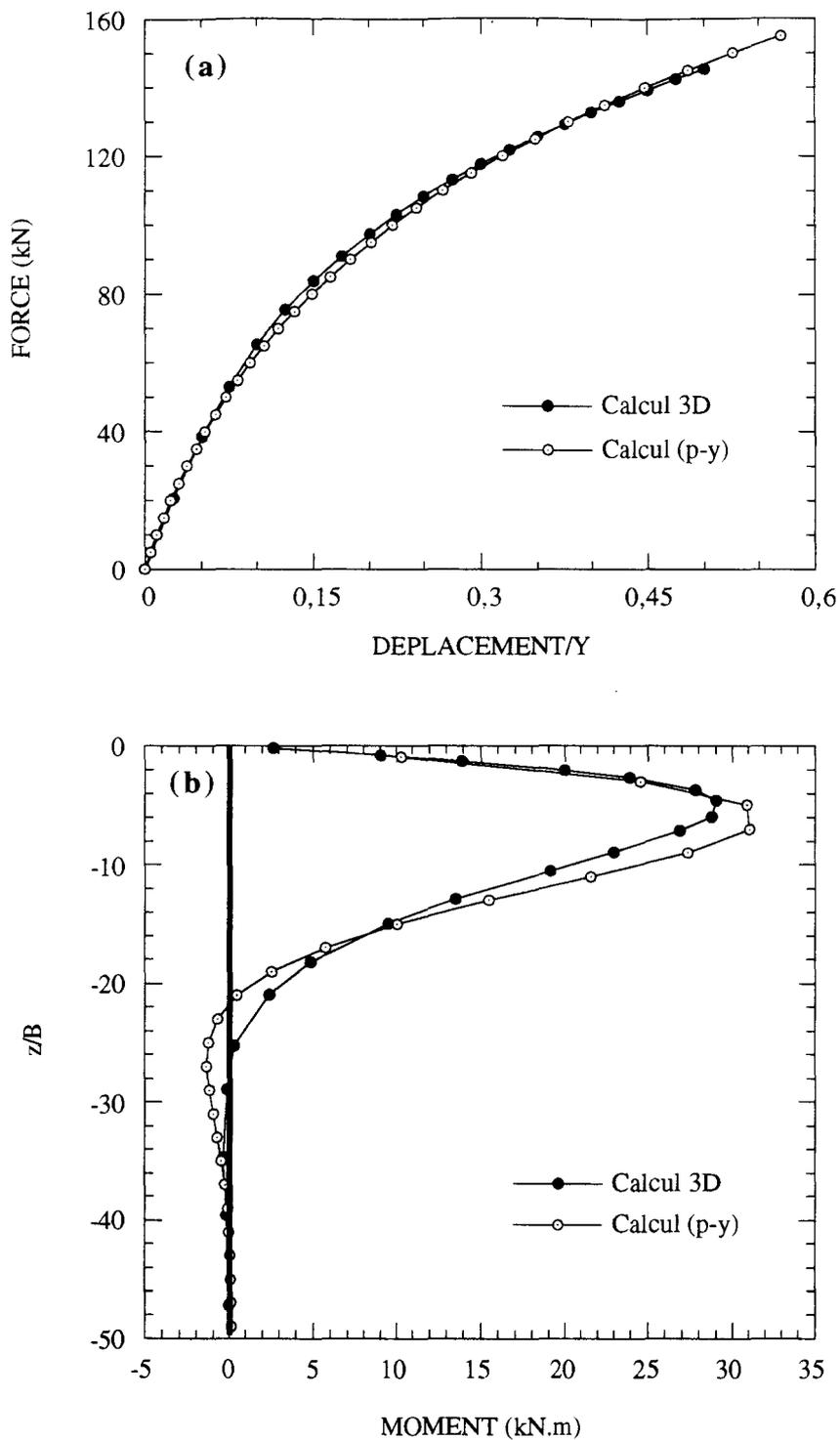


Figure IV.38 : Comparaison des résultats obtenus avec la méthode (p-y) et le calcul tridimensionnel (groupe de 3 micropieux dans une argile, micropieu latéral)

(a) : Force - déplacement en tête

(b) : Moment fléchissant (déplacement en tête=20mm)

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une vérification d'une méthode de calcul des groupes de micropieux basée sur une construction numérique des courbes de réaction. La vérification a été effectuée par confrontation des résultats obtenus avec cette méthode à ceux donnés par des calculs tridimensionnels et ceci pour des groupes de micropieux composés de deux et trois éléments dans deux types de sol (sable et argile).

Les résultats de vérification sur des groupes de micropieux dans le sable ont montré que la méthode (p-y) donne de bons résultats si on utilise (i) pour les couches du sol situées à une profondeur inférieure à 3B, les courbes de réaction déduites des calculs en contraintes planes et (ii) pour les couches situées à une profondeur supérieure à 3B, les courbes de réaction déduites d'une modélisation de déformations planes.

Les tests de vérification sur des groupes de micropieux dans l'argile ont montré que l'hypothèse de contraintes planes donne une bonne estimation du comportement des groupes de micropieux.

PARTIE C

Etude du comportement des micropieux sous chargement latéral avec prise en compte du couplage fluide-squelette

Cette partie est consacrée à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupes sous chargement latéral en prenant en compte le couplage fluide-squelette. Elle est composée de deux chapitres. Dans le premier, on présente l'introduction de la consolidation dans le programme de calcul par éléments finis PECPLAS3D. Dans le second, on étudie l'influence du couplage fluide-squelette sur le comportement des micropieux isolés et en groupes sous chargement latéral.

Chapitre V

Introduction de la consolidation dans le code de calcul par éléments finis PECPLAS3D

V.1. Introduction

Le couplage fluide-squelette joue un rôle important dans de nombreux problèmes de géomécanique : fondations superficielles, remblais, barrages et problème de subsidence en gisement pétrolier. La première analyse des phénomènes de consolidation des milieux poreux saturés est due à Terzaghi (1923). Sa théorie de la consolidation unidimensionnelle est fondée sur une série d'hypothèses dont certaines ne sont justifiées que dans très peu de cas pratiques (essai oedométrique, consolidation d'une couche d'argile d'épaisseur faible par rapport aux dimensions de la surface chargée).

L'étude du problème de consolidation passe par la résolution des équations de la consolidation tridimensionnelle (Biot 1941). Les solutions analytiques sont rares et ne concernent que des cas bien précis. Biot (1941b) a traité le cas d'un demi-espace chargé à la surface par une force triangulaire; Mandel (1953, 1957) a étudié le cas d'une couche plane comprimée entre deux parois rigides; Cryer (1963) a résolu les équations pour un échantillon sphérique drainé en surface et soumis à une charge uniforme; Schiffman (1969) a traité le cas d'un demi-espace chargé à la surface.

Pour aborder des problèmes plus généraux, il est nécessaire soit de simplifier les équations de la consolidation en émettant des hypothèses supplémentaires : Rendulic (1936) (Théorie pseudo-tridimensionnelle de la consolidation), soit d'utiliser des modèles numériques par la méthode des éléments finis (Sandhu et Wilson 1969 ; Hwang et al. 1971, 1972 ; Walliappen 1974 ; Zienkiewicz 1971).

Dans ce chapitre, on présente un rappel de la formulation du problème de consolidation des sols saturés et l'introduction de cette formulation dans un code de calcul par éléments finis PECPLAS3D développé au Laboratoire de Mécanique de Lille (Shahrour 1992); ensuite on présente la validation de ce programme sur deux exemples.

V.2. Formulation par éléments finis

V.2.1. Formulation locale

On considère un domaine Ω , de frontière Γ , de masse volumique ρ et de perméabilité k , soumis à un chargement extérieur (force de surface, déplacement imposé). Les déformations du squelette sont reliées aux contraintes effectives par un modèle de comportement de type élastoplastique. Le fluide est supposé compressible et son écoulement est supposé obéir à la loi de Darcy.

Les conditions aux limites mécaniques portent sur les déplacements imposés et les forces de surface (Figure V.1) :

$$\text{- Déplacements imposés : } \quad u(x, t) = \bar{u}(x, t) \quad \forall x \in \Gamma_U \text{ et } t \in (0, T)$$

$$\text{- Forces de surface imposées : } \quad \sigma(x, t) \cdot n = T(x, t) \quad \forall x \in \Gamma_T \text{ et } t \in (0, T)$$

n est la normale extérieure à la frontière.

Les conditions aux limites hydrauliques sont également de deux types (Figure V.1) :

$$\text{- Pression imposée : } \quad p_w(x, t) = \bar{p}_w(x, t) \quad \forall x \in \Gamma_P \text{ et } t \in (0, T)$$

$$\text{- Flux imposé : } \quad \phi(x, t) = \bar{\phi}(x, t) \quad \forall x \in \Gamma_\phi \text{ et } t \in (0, T)$$

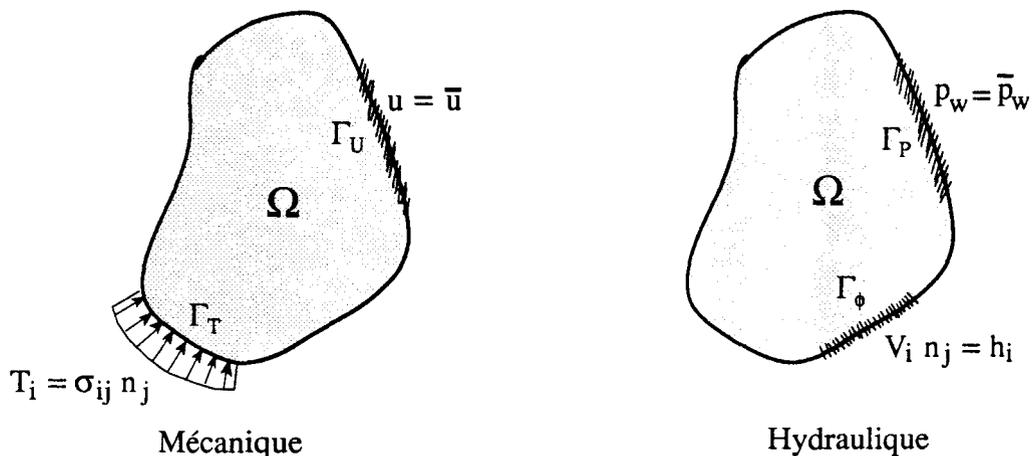


Figure.V.1 : Conditions aux limites pour un problème de consolidation

La formulation de ce problème a été présentée par Biot (1941). Cette formulation est fondée sur le principe des contraintes effectives de Terzaghi (1943).

En négligeant la compressibilité de la matrice solide, la conservation de la quantité de mouvement s'écrit sous la forme :

$$\operatorname{div}(\boldsymbol{\sigma}') - \operatorname{grad} p_w + \rho \mathbf{g} = 0 \quad (\text{V.1})$$

avec :

$$\rho = (1 - n) \rho_s + n \rho_f$$

où $\boldsymbol{\sigma}'$ est le tenseur des contraintes effectives, p_w est la pression interstitielle, ρ est la masse volumique totale, ρ_s et ρ_f sont respectivement les masses volumiques des phases solide et fluide et n la porosité du milieu poreux.

La vitesse relative du fluide par rapport aux grains solides est donnée par la loi de Darcy :

$$\mathbf{v} = -\mathbf{K} \operatorname{grad} p_w \quad (\text{V.2})$$

\mathbf{K} étant le tenseur de perméabilité du milieu poreux qui s'exprime sous la forme :

$$\mathbf{K} = \frac{\mathbf{k}}{\rho_f \mathbf{g}}$$

En supposant le milieu poreux saturé, l'équation de conservation de la masse s'écrit sous la forme suivante :

$$\operatorname{div} \mathbf{v} + \operatorname{div}(\partial_t \mathbf{u}) + \frac{1}{Q} \partial_t p_w = 0 \quad (\text{V.3})$$

\mathbf{u} est le champ de déplacement, \mathbf{v} est la vitesse relative du fluide par rapport aux grains solides, $1/Q$ représente la compressibilité du fluide, elle est donnée par l'expression :

$$\frac{1}{Q} = \frac{n}{K_f}$$

où K_f est le module de compressibilité du fluide.

V.2.2. Formulation variationnelle et discrétisation

La résolution de ce problème par la méthode des éléments finis passe par la transformation des équations d'équilibre et de conservation de la masse sous une forme variationnelle intégrant les conditions aux limites en contraintes totales et en flux.

L'application du principe des travaux virtuels et la méthode de Galerkin à l'équation de conservation de la masse donne :

$$\int_{\Omega} \varepsilon^t(\delta u) \sigma' d\Omega - \int_{\Omega} \text{div}(\delta u) p_w d\Omega = \int_{\Gamma_T} \delta u^t T d\Gamma - \int_{\Omega} \delta u^t \rho g d\Omega \quad (\text{V.4})$$

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} \text{grad}(\delta p_w)^t K \text{grad} p_w d\Omega + \int_{\Omega} \delta p_w \text{div}(\partial_t u) d\Omega + \frac{1}{Q} \int_{\Omega} \delta p \partial_t p_w d\Omega = \\ - \int_{\Gamma_\phi} \delta p_w \phi d\Gamma + \int_{\Omega} \text{grad}(\delta p_w)^t K \text{grad}(\rho_f g z) d\Omega \end{aligned} \quad (\text{V.5})$$

δu est un champ de déplacement virtuel cinématiquement admissible, tel que :

$$\delta u = 0 \text{ sur } \Gamma_u.$$

δp_w est une fonction vérifiant :

$$\delta p_w = 0 \text{ sur } \Gamma_p.$$

Pour effectuer une discrétisation spatiale, on prend des champs de déplacement et de pression interstitielle sous la forme :

$$\begin{aligned} u(x, t) &= N U(t) \\ p_w(x, t) &= \bar{N} P_w(t) \end{aligned} \quad (\text{V.6})$$

N et \bar{N} sont respectivement les fonctions d'interpolation du déplacement et de la pression interstitielle. $U(t)$ et $P_w(t)$ sont les vecteurs de déplacements et de pression aux noeuds du maillage. Le tenseur de déformation et le gradient de pression p_w peuvent être évalués à partir des expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \varepsilon(x, t) &= D U(t) \\ \text{grad} p_w &= \bar{D} P_w(t) \end{aligned} \quad (\text{V.7})$$

D et \bar{D} représentent les gradients de N et \bar{N}

En reportant les équations (V.6) et (V.7) dans les équations (V.4) et (V.5) et en supposant un comportement élastique pour les sols on obtient :

$$\begin{aligned} R U + C_{sp} P_w &= F_s \\ C_{ps} \dot{U} + C_{pp} \dot{P}_w + K_{pp} P_w &= F_p \end{aligned} \quad (\text{V.8})$$

avec

$$\begin{aligned}
 R &= \int_{\Omega} D^t C D \, d\Omega \\
 C_{sp} &= - \int_{\Omega} D^t \bar{N} \, d\Omega \\
 C_{ps} &= - \int_{\Omega} \bar{N} D^t \, d\Omega \\
 C_{pp} &= - \frac{1}{Q} \int_{\Omega} \bar{N}^t \bar{N} \, d\Omega \\
 K_{pp} &= - \int_{\Omega} \bar{D}^t K \bar{D} \, d\Omega \\
 F_s &= \int_{\Omega} N^t \rho g \, d\Omega + \int_{\Gamma_T} N^t T \, d\Gamma \\
 F_p &= \int_{\Gamma_\phi} \bar{N}^t \phi \, d\Gamma - \int_{\Omega} D^t K \text{grad}(\rho_f g z) \, d\Omega
 \end{aligned}$$

Discrétisation temporelle

Il s'agit de résoudre le système d'équations (V.8) à divers instants recouvrant la durée d'observation. Le domaine de temps est discrétisé en n intervalles. Nous supposons que les déplacements U et les pressions P_w varient linéairement sur chaque intervalle.

Pour $\tau \in [t, t + \Delta t]$

$$\begin{aligned}
 U^\tau &= (1 - \alpha) U^t + \alpha U^{t+\Delta t} \\
 P_w^\tau &= (1 - \alpha) P_w^t + \alpha P_w^{t+\Delta t}
 \end{aligned} \tag{V.9}$$

α est un coefficient contrôlant la stabilité du schéma. Ce schéma est inconditionnellement stable si (Booker and Small, 1975) :

$$\alpha \geq \frac{1}{2}$$

On considère également que les conditions aux limites varient linéairement sur l'intervalle $[t, t + \Delta t]$, ce qui nous donne :

$$\begin{aligned}
 F_s &= (1 - \alpha) F_s^t + \alpha F_s^{t+\Delta t} \\
 F_p &= (1 - \alpha) F_p^t + \alpha F_p^{t+\Delta t}
 \end{aligned} \tag{V.10}$$

En reportant les équations (V.9) et (V.10) dans le système (V.8), on obtient :

$$\begin{aligned}\bar{R} \Delta U + \bar{C}_{sp} \Delta P_w &= \bar{F}_s \\ \bar{C}_{ps} \Delta U + \bar{C}_{pp} \Delta P_w &= \bar{F}_p\end{aligned}\quad (V.11)$$

avec

$$\begin{aligned}\bar{R} &= R \\ \bar{C}_{sp} &= C_{sp} \\ \bar{C}_{ps} &= C_{ps} \\ \bar{C}_{pp} &= C_{pp} + \alpha \Delta t K_{pp} \\ \bar{F}_s &= \frac{1}{\alpha} F_s^t + \Delta F_s - \frac{1}{\alpha} R U^t - \frac{1}{\alpha} C_{sp} P_w^t \\ \bar{F}_p &= \Delta t F_p^t + \alpha \Delta t \Delta F_p - \Delta t K_{pp} P_w^t\end{aligned}$$

Connaissant les conditions initiales (déplacements et pressions) pour chaque pas de temps, le système d'équations (V.11) permet d'obtenir ΔU et ΔP_w .

Dans le cas d'un comportement élastoplastique, on calcule les incréments de contraintes d'après la loi de comportement, et on évalue les forces résiduelles dues aux déformations plastiques. Un schéma itératif est ensuite utilisé pour la distribution des forces résiduelles. Ces forces sont déterminées en écrivant les équations d'équilibre globale du système :

$$F_r = F_{ext} - \int D^t \sigma d\Omega \quad (V.12)$$

F_{ext} désigne le vecteur de forces extérieures appliquées au massif.

V.2.3. Introduction dans le code PECPLAS3D

La formulation du problème de la consolidation des sols saturés a été introduite dans la version tridimensionnelle du programme de calcul par éléments finis PECPLAS3D, développé dans notre laboratoire (Shahrour, 1990) pour la résolution des problèmes de géotechnique. L'introduction a consisté en la prise en compte des forces de couplage dans le calcul de la matrice de rigidité globale. La résolution du système non linéaire est effectuée par la méthode de Newton-Raphson modifiée. Le critère de convergence est pris sur les forces résiduelles qui sont calculées d'après l'expression (V.12).

V.3. Vérification du programme

Dans cette section, on présente des tests de validation du programme. Ces tests ont été effectués sur deux exemples. Le premier exemple concerne la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et le deuxième concerne le problème de consolidation d'un pieu chargé latéralement.

V.3.1. La consolidation unidimensionnelle de Terzaghi

Le programme de calcul a été utilisé pour vérifier la consolidation d'une colonne de sol saturé de 10 m d'épaisseur et drainée en surface. La solution analytique est obtenue par l'utilisation de la solution de Terzaghi (basée sur la série de Fourier).

Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol sont données dans le tableau V.1. Le maillage adopté est illustré dans la figure V.2a, il comporte 6 éléments hexaédrique à 20 noeuds et 80 noeuds. Pour les conditions aux limites hydrauliques, la surface du massif du sol est supposée drainée alors que les autres frontières sont supposées imperméables.

Au niveau du chargement, une pression uniforme de 10 kPa est appliquée à la surface du massif dès le premier incrément et maintenue constante jusqu'à la dissipation de la pression interstitielle.

La figure V.2 montre les résultats obtenus pour le degré de consolidation et l'évolution de la pression d'eau dans une section verticale. On note un bon accord entre les résultats du calcul et la solution analytique.

E_s (kPa)	ν_s	k (m/s)	C_v	γ_ω (kN/m ³)
1000	0,25	10^{-9}	$1,2 \cdot 10^{-7}$	10

Tableau V.1 : Validation du programme PECPLAS3D sur la consolidation d'une colonne de sol : Caractéristiques du sol

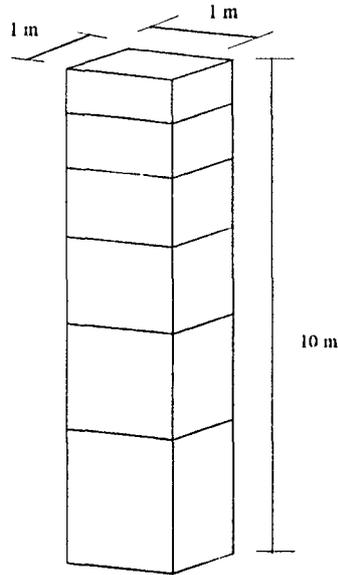


Figure V.2a : Validation du programme PECPLAS3D sur une colonne de sol :
Maillage du domaine (6 éléments hexaédrique à 20 noeuds et 80 noeuds)

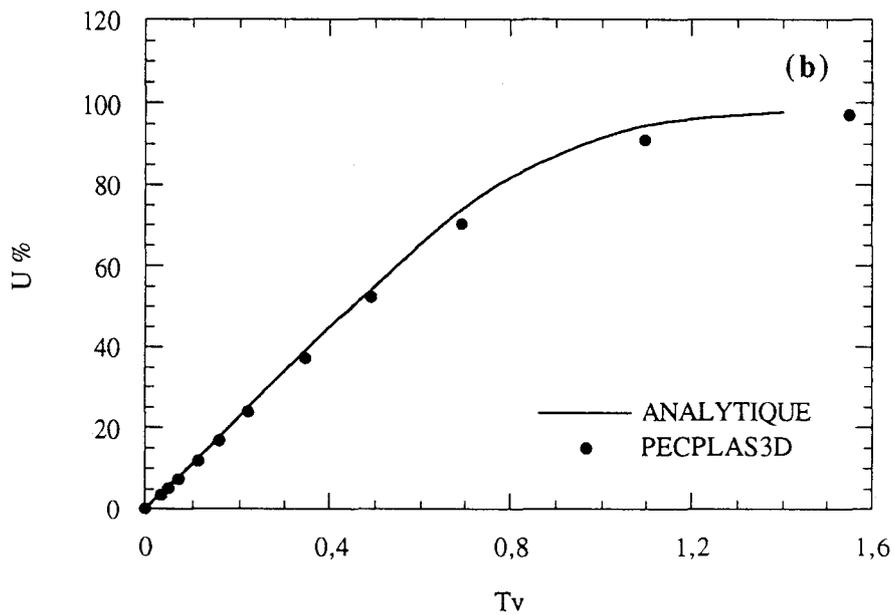


Figure V.2 b : Validation du programme PECPLAS3D sur une colonne de sol :
Evolution du degré de consolidation

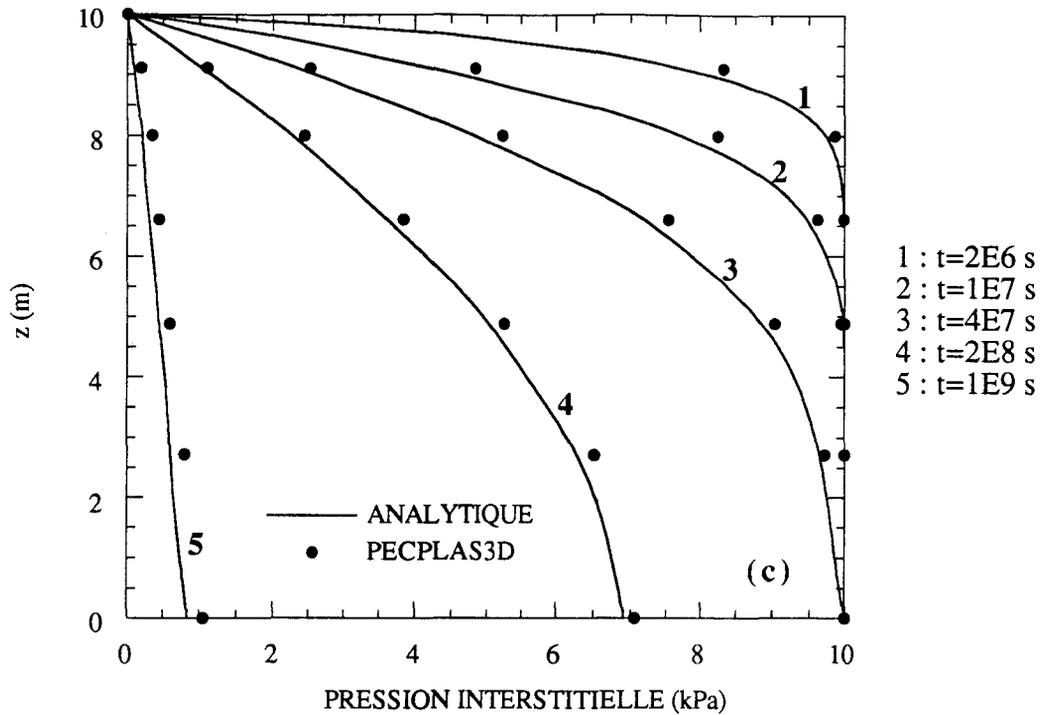


Figure V.2c : Validation du programme PECPLAS3D sur une colonne de sol : Evolution de la pression interstitielle dans une section verticale

V.3.2. Pieu chargé latéralement

Dans cette section, on teste le programme sur un exemple présenté par Carter et Booker (1983) concernant la consolidation d'un pieu chargé latéralement dans un sol élastique et homogène. Les caractéristiques mécaniques et géométriques retenues sont données dans le tableau V.2. Elles sont reliées par les relations suivantes :

$$\frac{2L}{B} = 20 ; \frac{E_p}{G_s} = 10^3 ; \frac{4H}{G_s B^2} = 1 ; \nu_s = 0.4$$

où

- L : la longueur de pieu,
- B : le diamètre de pieu ($B=2r_0$),
- E_p : le module de Young du pieux,
- G_s : le module de cisaillement de sol,
- ν_s : le coefficient de Poisson pour le sol, et
- H : la force appliquée.

L (m)	B (m)	E_p (MPa)	G_s (kPa)	H (kN)	k (m/s)
4	0,4	10000	10000	400	10^{-6}

Tableau V.2 : Vérification de PECPLAS3D sur le problème de consolidation d'un pieu chargé latéralement : Caractéristiques mécaniques et géométriques

Le maillage utilisé est illustré dans la figure V.3a. Il comporte 434 éléments (hexaèdre à 20 noeuds) et 2351 noeuds. Pour les conditions aux limites, la surface du massif du sol est supposée drainée alors que les autres frontières sont supposées imperméables. Pour le chargement, le pieu est soumis en tête à une force horizontale appliquée dès le premier incrément.

La figure V.3b montre une comparaison des déplacements obtenus avec PECPLAS3D et ceux donnés par Carter et Booker (1983). On note un très bon accord entre ces résultats.

Hage-Chehade et Meimon (1992) ont traité le même problème à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle mais en prenant en compte un comportement élastoplastique pour le sol (avec critère de Mohr-Coulomb non associé avec $\varphi = 30^\circ$, $\psi = 5^\circ$ et $C = 200$ kPa). La figure V.3c montre une comparaison entre leurs résultats et ceux obtenus par PECPLAS3D, on remarque un bon accord entre ces deux résultats.

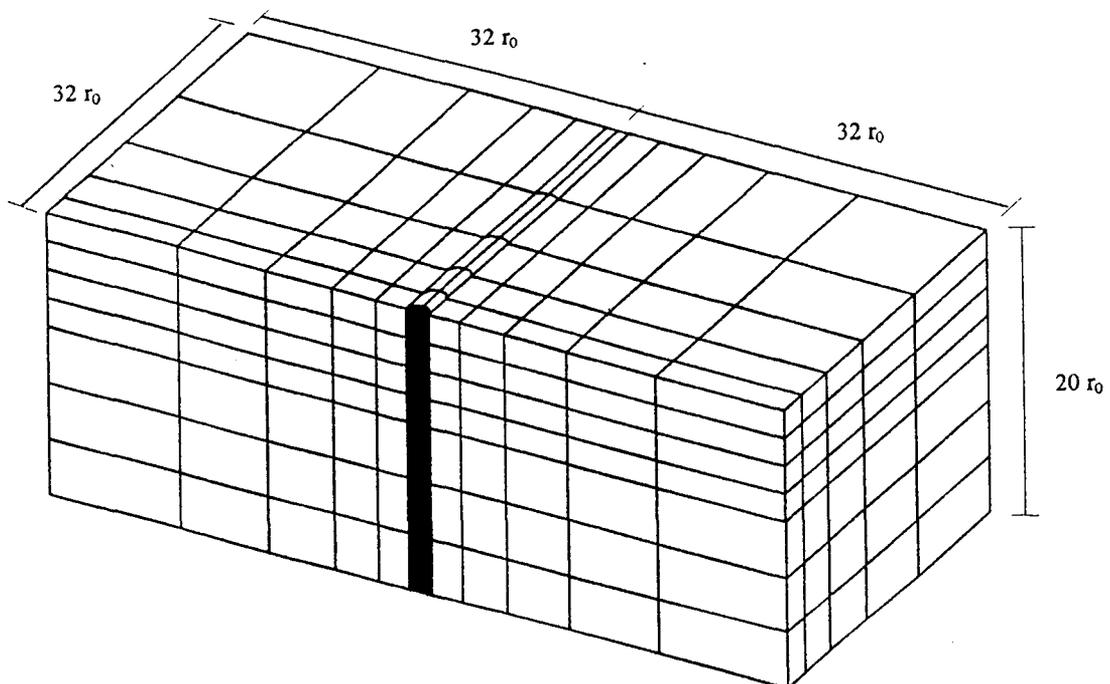
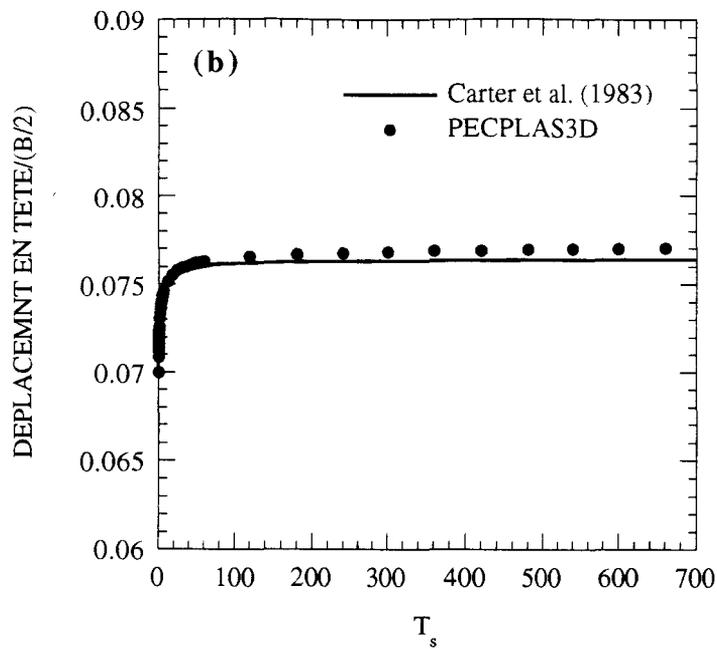


Figure V.3a : Vérification de PECPLAS3D sur le problème de consolidation d'un pieu chargé latéralement : Maillage du domaine (434 éléments hexaédrique à 20 noeuds et 2351 noeuds)



$$T_s = \frac{k}{\rho_w} 2G_s \frac{1 - \nu'_s}{1 - 2\nu'_s} \frac{4t}{B^2}$$

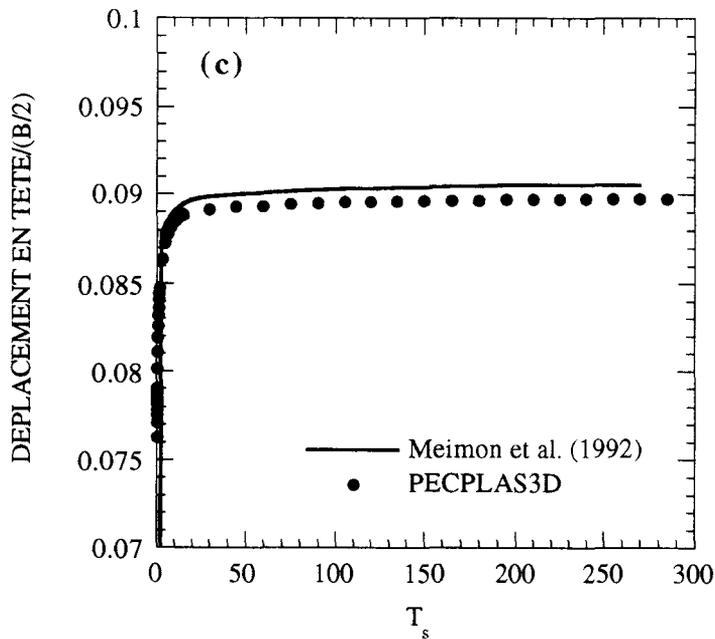


Figure V.3 : Vérification de PECPLAS3D sur le problème de consolidation d'un pieu chargé latéralement : Evolution du déplacement en tête

(b) : Sol élastique

(c) : Sol élastoplastique

V.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'adaptation d'un programme de calcul par éléments finis à la résolution du problème de la consolidation des sols saturés avec prise en compte du comportement élastoplastique pour les sols. Après un rappel de la formulation du problème et l'introduction de cette formulation dans le code de calcul par éléments finis PECPLAS3D, nous avons présenté les tests de validation de ce programme.

Ces tests ont montré que le programme traite correctement le problème de consolidation dans le domaine plastique. Dans le chapitre suivant, ce programme sera utilisé pour étudier le comportement des micropieux sous chargement latéral.

Chapitre VI

Etude du comportement des micropieux sous chargement latéral : Influence du couplage fluide-squelette

VI.1. Introduction

Le problème de la consolidation des pieux a été étudié dans le cas d'un chargement axial, mais peu d'études ont été consacrées aux pieux sous chargement latéral. Ces travaux concernaient uniquement les pieux isolés.

Randolph (1977) a étudié ce problème en utilisant une modélisation plane et en supposant un comportement élastique pour les sols. Carter et Booker (1983) ont abordé ce problème à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle basée sur une approche semi-analytique en supposant un comportement élastique pour les sols. Ils ont montré qu'une partie importante des déplacements est obtenue juste après l'application du chargement (figure VI.1a) et que les pressions interstitielles sont développées au voisinage de la tête du pieu (figure VI.1b).

Hage-Chehade et Meimon (1992) ont traité ce problème à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle mais en prenant en compte une loi de comportement élastique - parfaitement plastique pour les sols. Sur le plan qualitatif, ils obtiennent des résultats proches de ceux de Carter et Booker (1983) avec un déplacement plus élevé à cause de la plastification du sol (figure VI.2).

Dans ce chapitre, on propose d'étudier l'influence de la consolidation sur le comportement des micropieux isolés et en groupe soumis à un chargement latéral. L'étude sera réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis avec une loi élastoplastique non associée pour le sol.

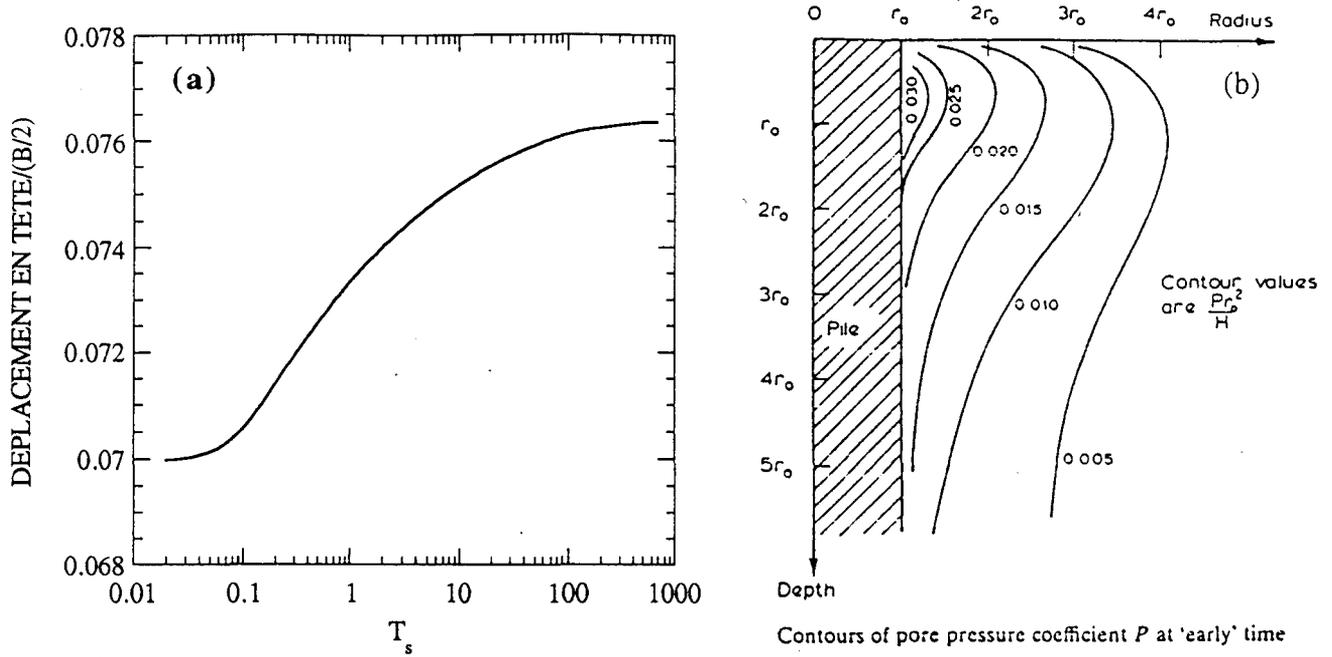


Figure VI.1 : Etude du comportement d'un pieu isolé en prenant en compte la consolidation (Sol élastique) (Carter et Booker, 1983)

(a) : Evolution du déplacement en tête

(b) : Distribution de l'excès de la pression interstitielle ($B=2r_0$)

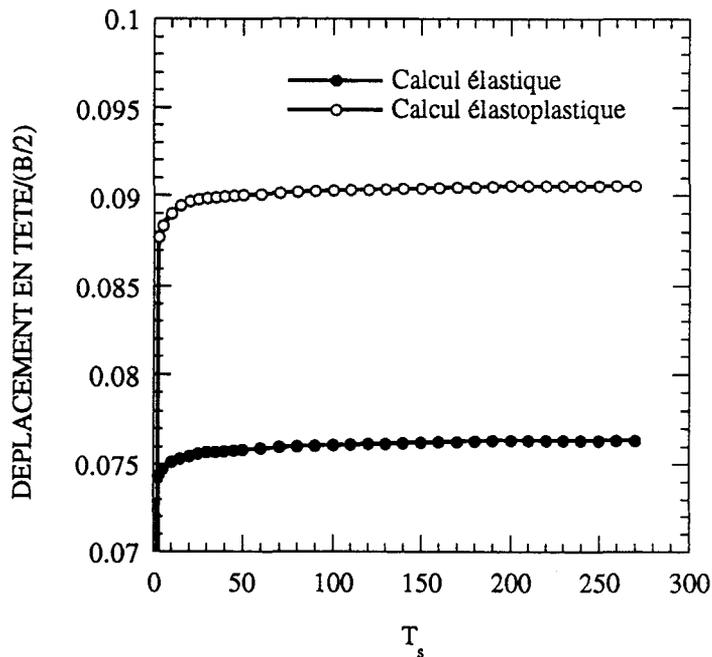


Figure VI.2 : Etude du comportement d'un pieu isolé en prenant en compte la consolidation (Sol élastoplastique) (Hage-Chehade et Meimon, 1992)

VI.2. Application à un micropieu isolé

Dans cette section, nous allons analyser le comportement d'un micropieu isolé soumis à un chargement latéral avec prise en compte du couplage fluide-squelette. Dans un premier temps, un exemple de référence est présenté. On étudie en particulier l'évolution de la pression interstitielle dans le massif du sol, la déformée, le moment fléchissant et les courbes (p-y). Les résultats obtenus seront comparés à ceux d'un calcul drainé réalisé sur le même exemple. Enfin, on analyse l'effet de la perméabilité du sol sur le comportement du micropieu.

VI.2.1. Exemple de référence

Présentation

L'exemple traité concerne un micropieu dans un sol fin saturé. Le comportement du squelette est supposé obéir à une loi de comportement de type élastique - parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb non associé. Le comportement du micropieu est supposé élastique-linéaire. Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques retenues pour le sol et le micropieu sont reportées dans le tableau VI.1.

Étant donné la symétrie du problème par rapport à l'axe du chargement, le calcul a été effectué sur la moitié du massif. Pour les conditions aux limites hydrauliques, la surface du massif du sol est supposée drainée alors que les autres frontières sont supposées imperméables.

Le maillage adopté est illustré dans la figure VI.3. Il comporte 1342 éléments (hexaédrique à 20 noeuds) et 6387 noeuds. Au niveau du chargement, le pieu est soumis en tête à une force ponctuelle latérale de 60 kN (appliquée en deux incréments) et maintenue constante jusqu'à la dissipation de la pression interstitielle.

Résultats

La figure VI.4a montre l'évolution du déplacement en tête au cours de l'application du chargement. On note qu'une partie importante de ce déplacement est obtenue immédiatement après l'application du chargement (de l'ordre de 85% du déplacement à la stabilisation) et que sa stabilisation a lieu rapidement (2,5h après l'application du chargement).

E_s (kPa)	ν_s	C (kPa)	φ (°)	ψ (°)	k (m/s)
8000	0,3	10	30	5	1E-07

Tableau VI.1a : Exemple de référence du micropieu isolé :
Caractéristiques du sol

Longueur (m)	Section (m ²)	ν	E_p (MPa)
10	0,20 * 0,20	0,3	40 000

Tableau VI.1b : Exemple de référence du micropieu isolé :
Caractéristiques du pieu

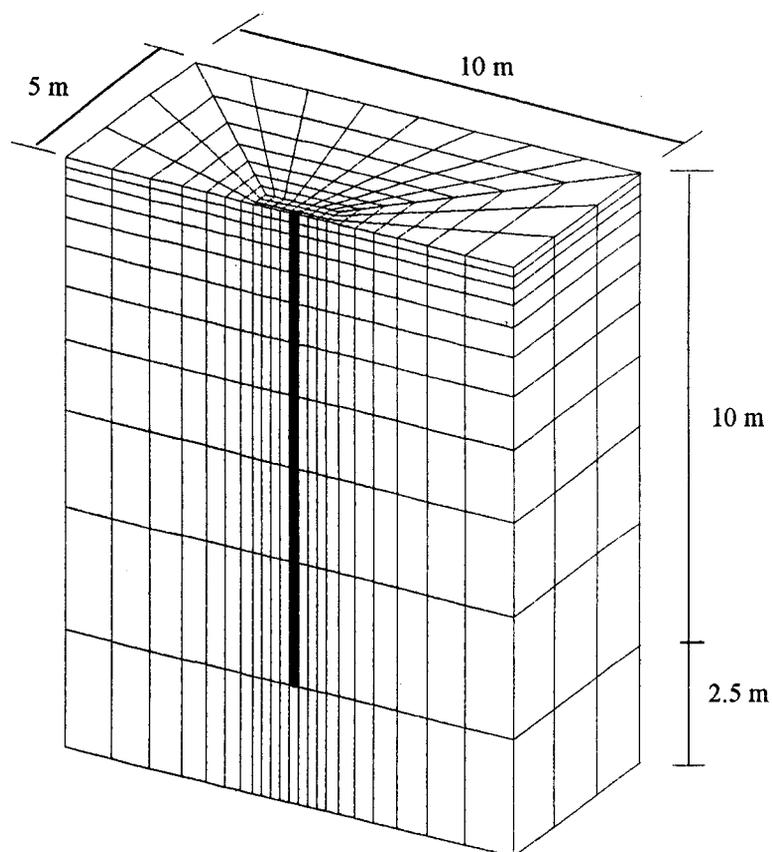


Figure VI.3 : Maillage du domaine
1342 éléments (hexaèdre à 20 noeuds) et 6387 noeuds.

Dans la figure VI.4b on présente une comparaison entre les résultats d'un calcul drainé (non couplé) réalisé sur le même exemple et ceux du calcul couplé. On peut constater que les déplacements avant la dissipation de la pression sont inférieurs à ceux obtenus avec le calcul drainé (le sol a un comportement plus raide à cause du couplage) ; mais à la fin de la consolidation, on obtient un accord parfait entre ces résultats.

L'évolution de l'excès de la pression interstitielle le long de différents profils est illustrée dans les figures VI.5a-d. On remarque que cette évolution (augmentation ou diminution) est concentrée dans une zone proche du micropieu. Cette zone s'étend jusqu'à une profondeur de l'ordre de $25B$ et une distance de l'axe du micropieu de l'ordre de $10B$. Devant le micropieu, on note une augmentation de l'excès de la pression qui atteint son maximum (proche de 6 kPa) à une profondeur de l'ordre de $z = 4B$. Derrière le micropieu, on constate une diminution de cette pression (due à la décompression du sol) qui atteint son maximum (26 kPa) à une profondeur de l'ordre de $z = 3B$.

Afin de juger de l'importance de la variation de la pression interstitielle, on donne dans les figures VI.6a-b, la contrainte normale effective et la pression interstitielle induites immédiatement après l'application du chargement sur les faces avant et arrière du micropieu. On note que l'excès de la pression est négligeable par rapport à la contrainte normale devant le micropieu, mais significatif sur la face arrière à cause de la chute importante de la contrainte normale provoquée par la décompression du sol.

Les figures VI.7a-b montrent les évolutions de la déformée et du moment fléchissant dans le micropieu. Qualitativement, on remarque un comportement similaire à celui observé dans le calcul drainé (les déformations et les contraintes sont développées au voisinage de la tête de micropieu jusqu'à une profondeur $z=20B$). Quantitativement, on constate, comme indiqué ci-dessus, une faible évolution de ces deux grandeurs au cours de l'application du chargement et leur convergence vers les résultats du calcul drainé.

Les figures VI.8a-d illustrent les courbes (p-y) calculées à différentes profondeurs en contraintes effectives et en contraintes totales. Au début du chargement, on remarque une faible réduction de la réaction du sol calculée en contrainte effective par rapport à celle du calcul drainé. Cette réaction augmente avec la dissipation de la pression interstitielle dans le massif du sol pour atteindre celle du calcul drainé (avant la stabilisation, une partie de la résistance au mouvement latéral du micropieu est assurée par le fluide interstitiel). En contrainte totale, on observe une faible augmentation de la réaction du sol (comportement plus raide) par rapport au calcul drainé. Cette augmentation est due à l'excès de la pression interstitielle induite par le chargement.

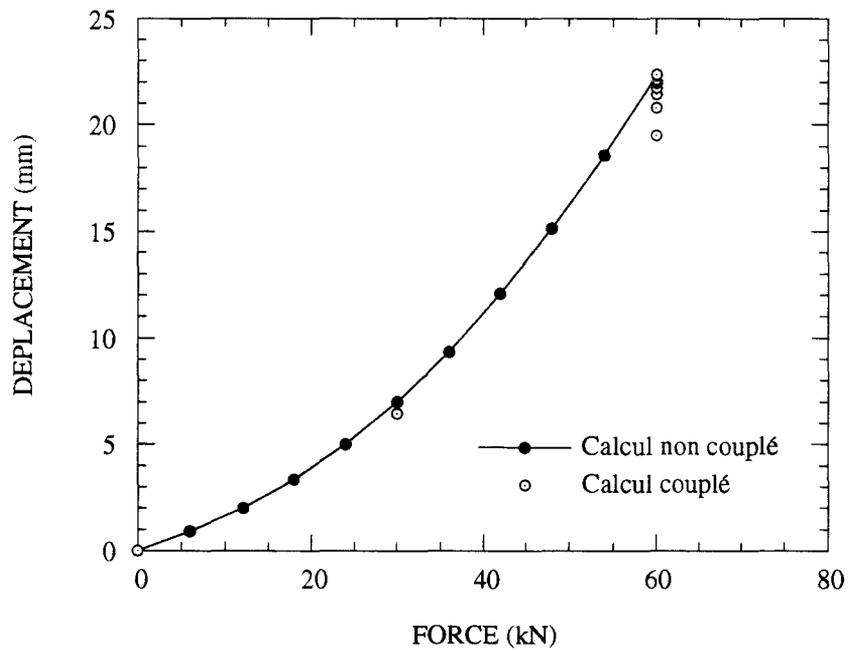
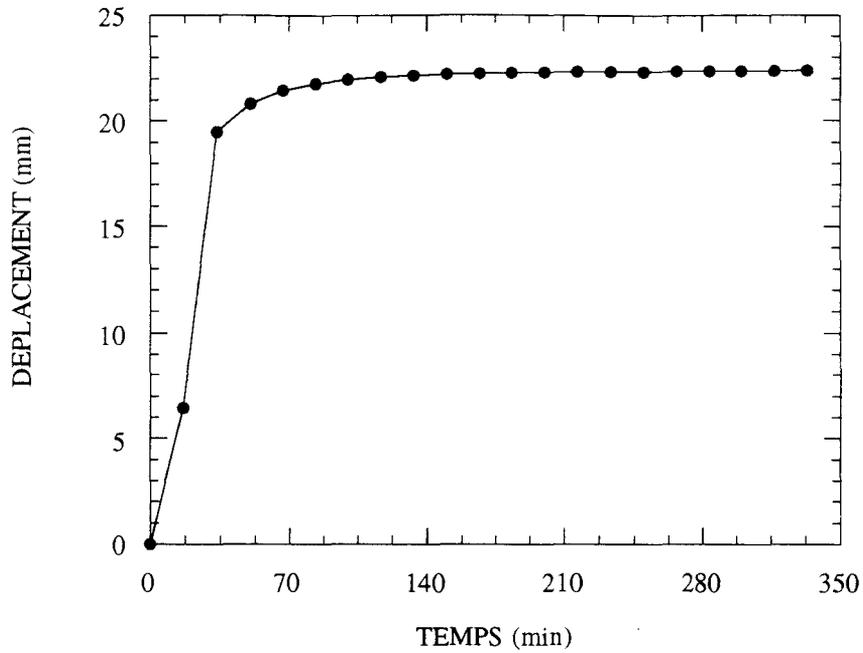


Figure VI.4 : Influence du couplage fluide-squelette sur le comportement d'un micropieu isolé (exemple de référence)
 (a) : Evolution du déplacement en tête de micropieu
 (b) : Comparaison de deux calculs couplé et non couplé (force-dép en tête)

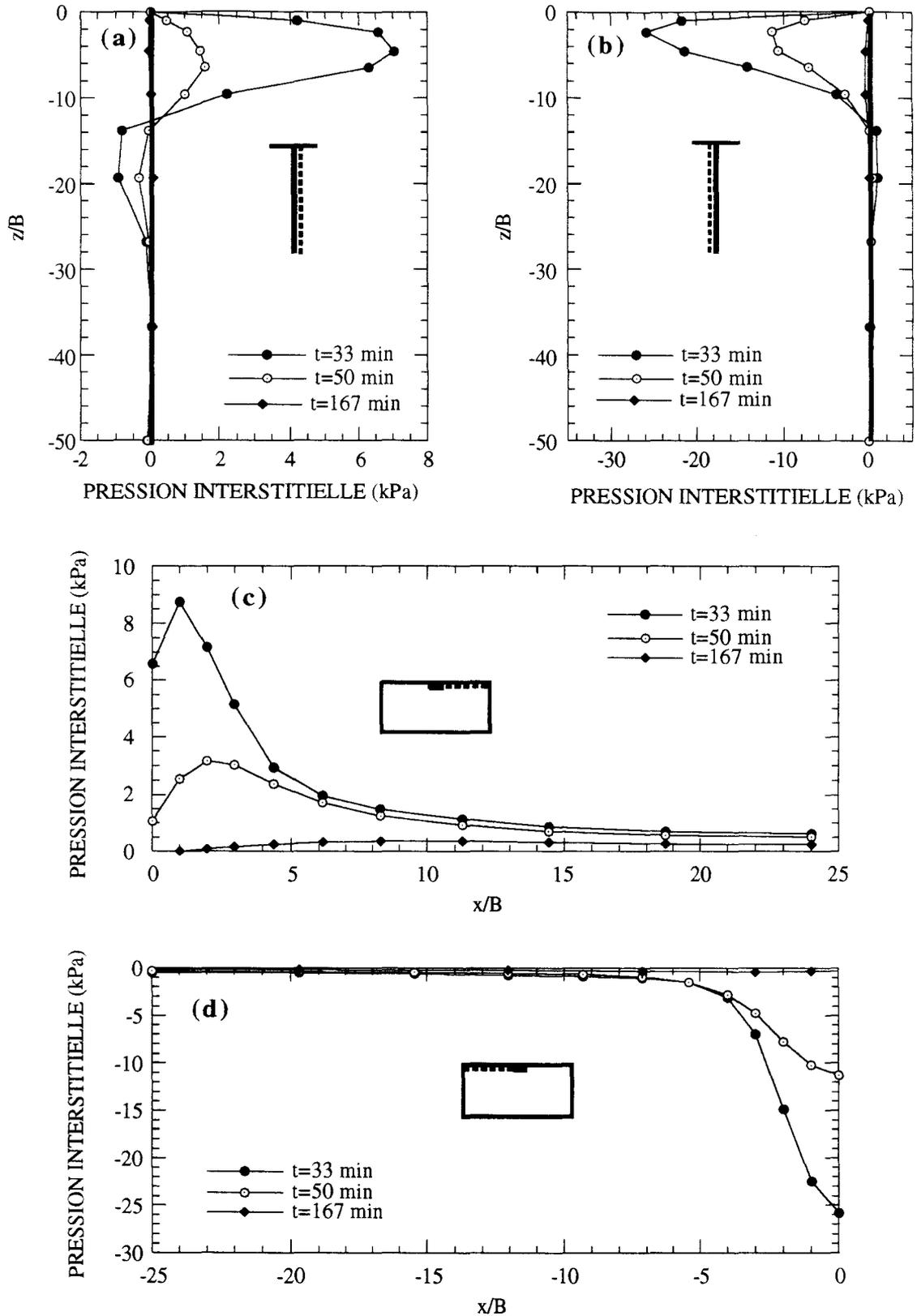


Figure VI.5 : Evolution de l'excès de la pression interstitielle dans le massif (micropieu isolé, exemple de référence)

(a) : Sur la face avant du micropieu

(b) : Sur la face arrière du micropieu

(c) : Devant le micropieu - $z=2,3B$

(d) : Derrière le micropieu - $z=2,3B$

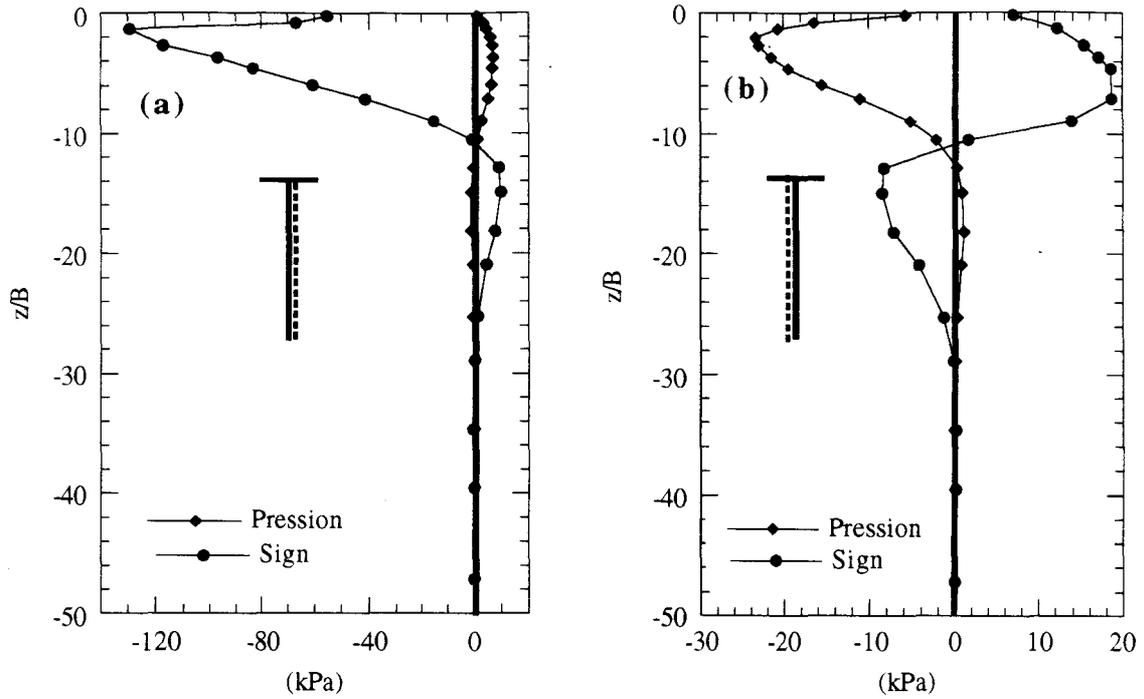


Figure VI.6 : Distributions de l'excès de la pression interstitielle et de la contrainte normale à l'instant $t=33\text{min}$ (micropieu isolé, exemple de référence)

- (a) : Sur la face avant du micropieu
- (b) : Sur la face arrière du micropieu

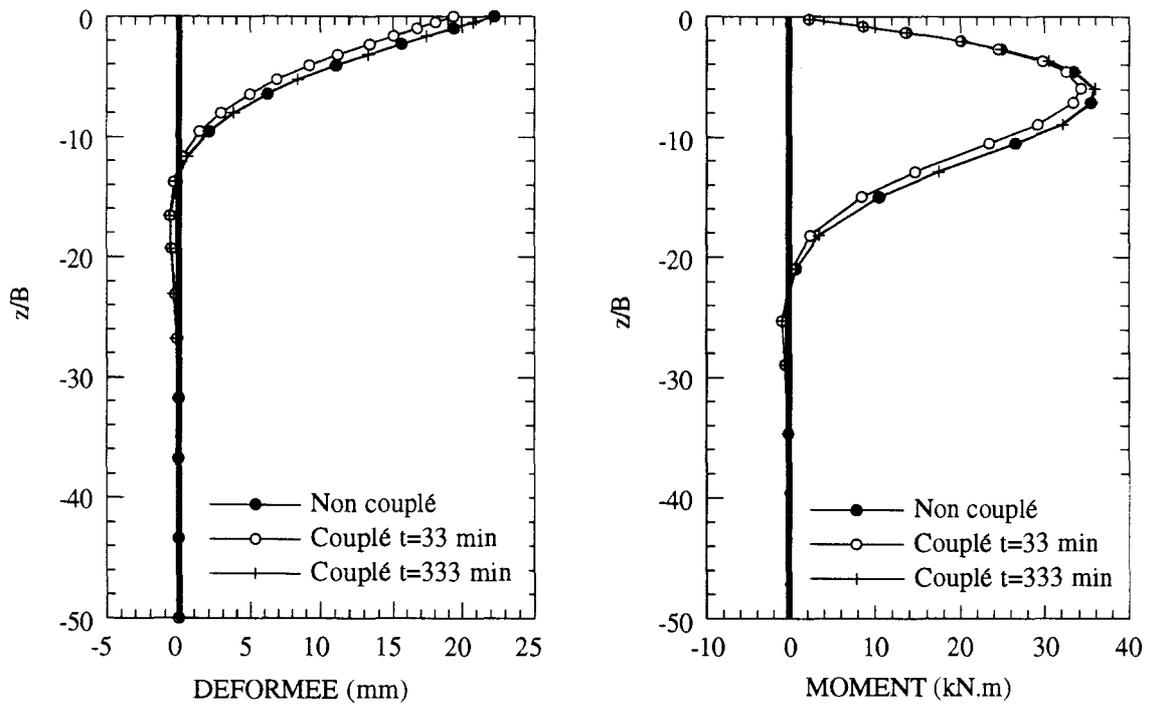


Figure VI.7 : Evolution de la déformée et du moment fléchissant (micropieu isolé, exemple de référence)

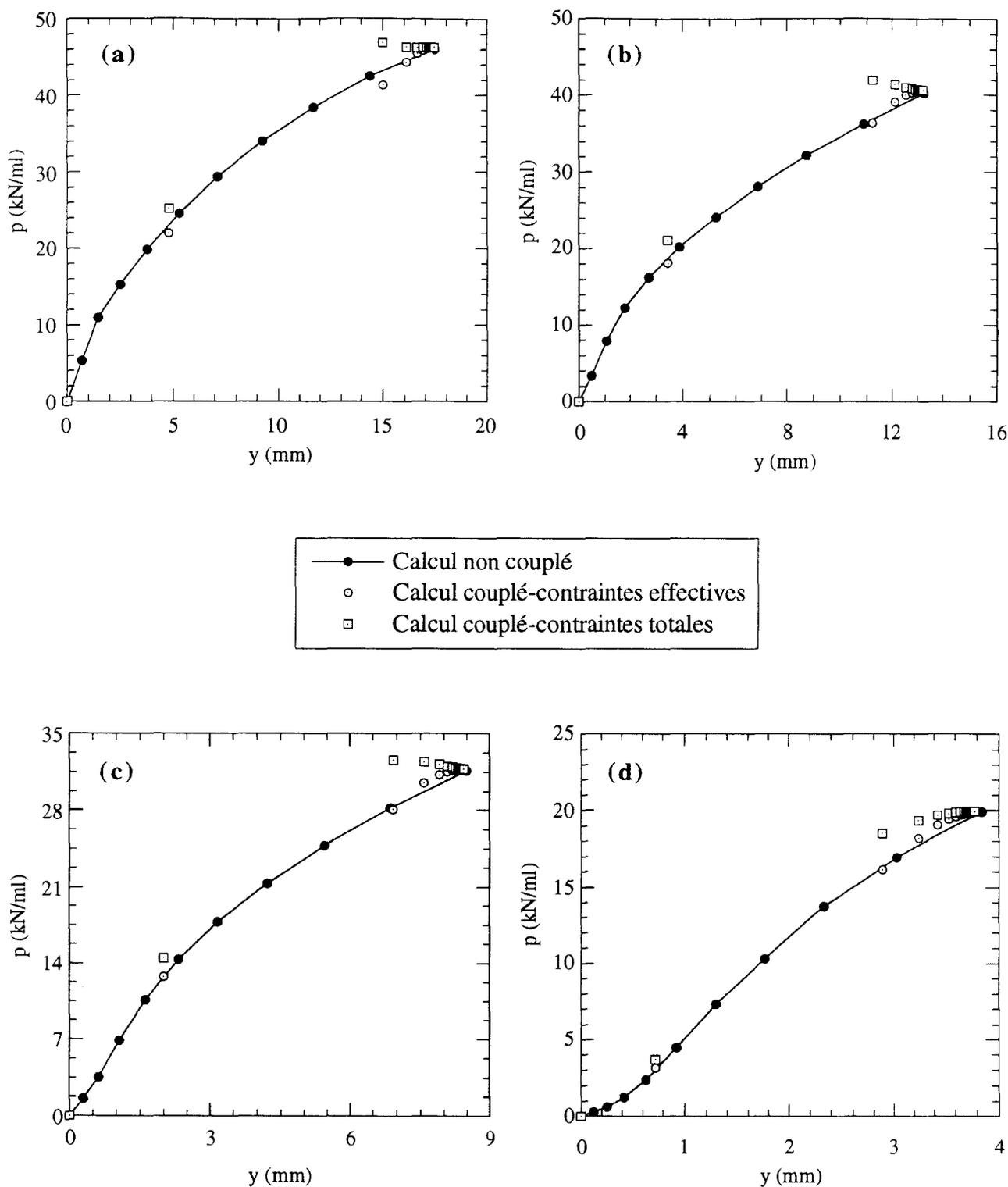


Figure VI.8 : Courbes (p-y) calculées à différentes profondeurs (micropieu isolé, exemple de référence)

(a) : $z = 1,66B$

(b) : $z = 3,2 B$

(c) : $z = 5,27B$

(d) : $z = 8B$

VI.2.2. Effet de la perméabilité

Pour étudier l'effet de la perméabilité sur le comportement du micropieu, un deuxième calcul a été effectué avec une perméabilité plus faible ($k=10^{-8}$ m/s).

La figure VI.9a montre l'évolution du déplacement latéral en tête du micropieu au cours de l'application du chargement. On remarque que la réduction de la perméabilité se traduit par une évolution plus lente du déplacement : la stabilisation de ce déplacement est observée 16h après l'application du chargement (2,5h dans le cas $k=10^{-7}$ m/s). Ceci est dû à une dissipation plus lente de l'excès de la pression interstitielle comme l'indique la figure VI.9b.

La figure VI.10 montre l'influence de la perméabilité sur les variations de la pression interstitielle et de la contrainte normale effective induites par le chargement à l'instant $t=33$ min. On note que la réduction de la perméabilité a pour effet :

- (i) d'augmenter sensiblement l'excès de la pression interstitielle : à l'instant $t = 33$ min, le maximum de l'excès de la pression interstitielle sur la face avant passe de 6 à 30 kPa,
- (ii) de diminuer sensiblement la variation de la contrainte normale effective : à l'instant $t = 33$ min, le maximum de la variation de la contrainte normale effective sur la face avant passe de 130 à 60 kPa.

Les figures VI.11a-d illustrent les courbes (p - y) calculées dans différentes sections en contraintes effectives et en contraintes totales. En contrainte effective, on constate que la réduction de la perméabilité a pour effet de réduire la réaction du sol. En contrainte totale, on remarque que la réduction de la perméabilité a pour effet d'augmenter la réaction du sol : immédiatement après l'application du chargement, on note que la réduction de la perméabilité se traduit par une diminution de la réaction du sol de 30% en contrainte effective et une augmentation de 5% en contrainte totale.

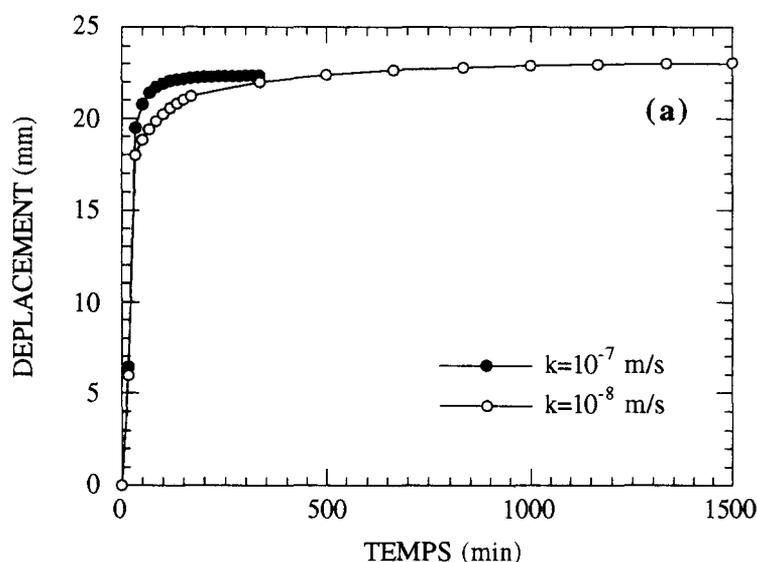


Figure VI.9a : Influence de la perméabilité sur le comportement du micropieu : Evolution du déplacement en tête

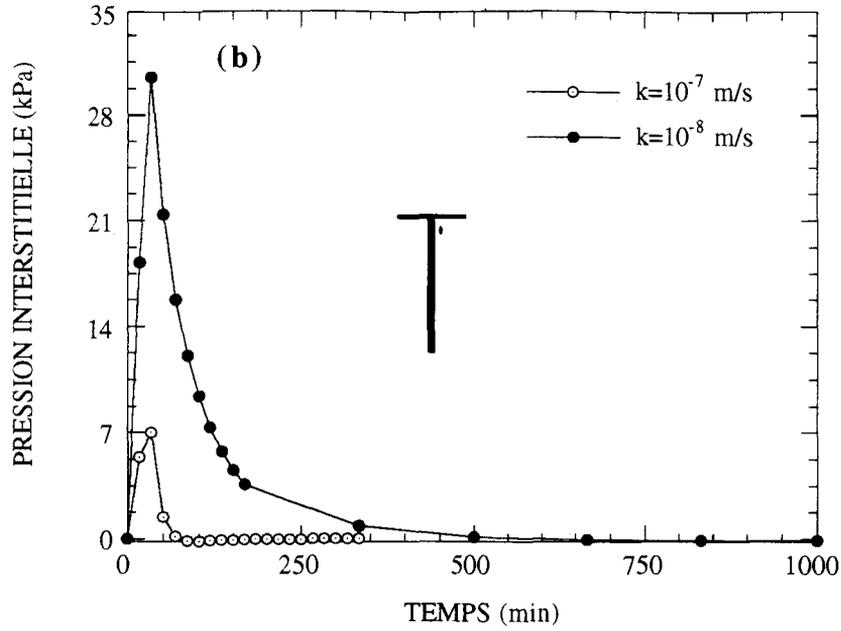


Figure VI.9b : Influence de la perméabilité sur le comportement du micropieu : Evolution de l'excès de la pression d'eau dans un point de la face avant ($z=4.6B$)

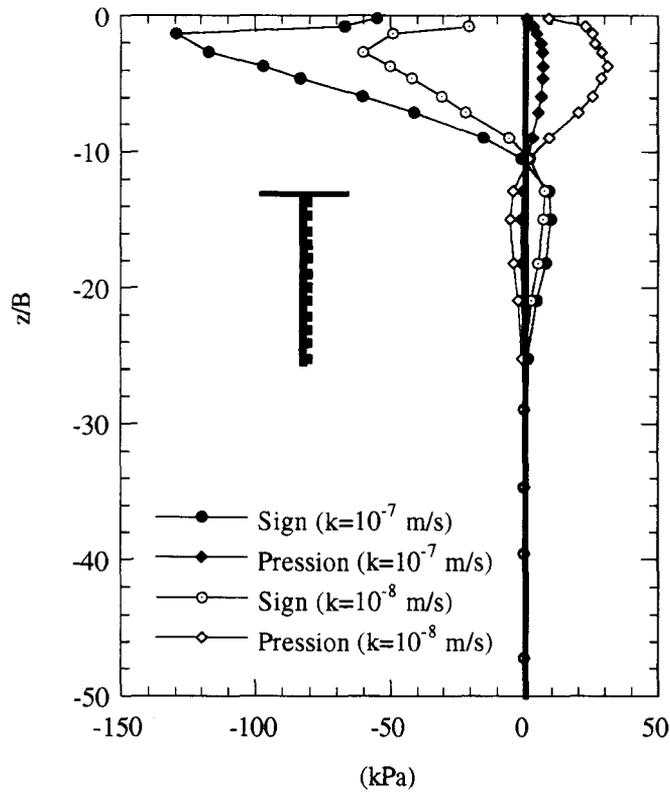


Figure VI.10 : Influence de la perméabilité sur l'excès de la pression interstitielle et de la contrainte normale effective sur la face avant du micropieu ($t=33$ min)

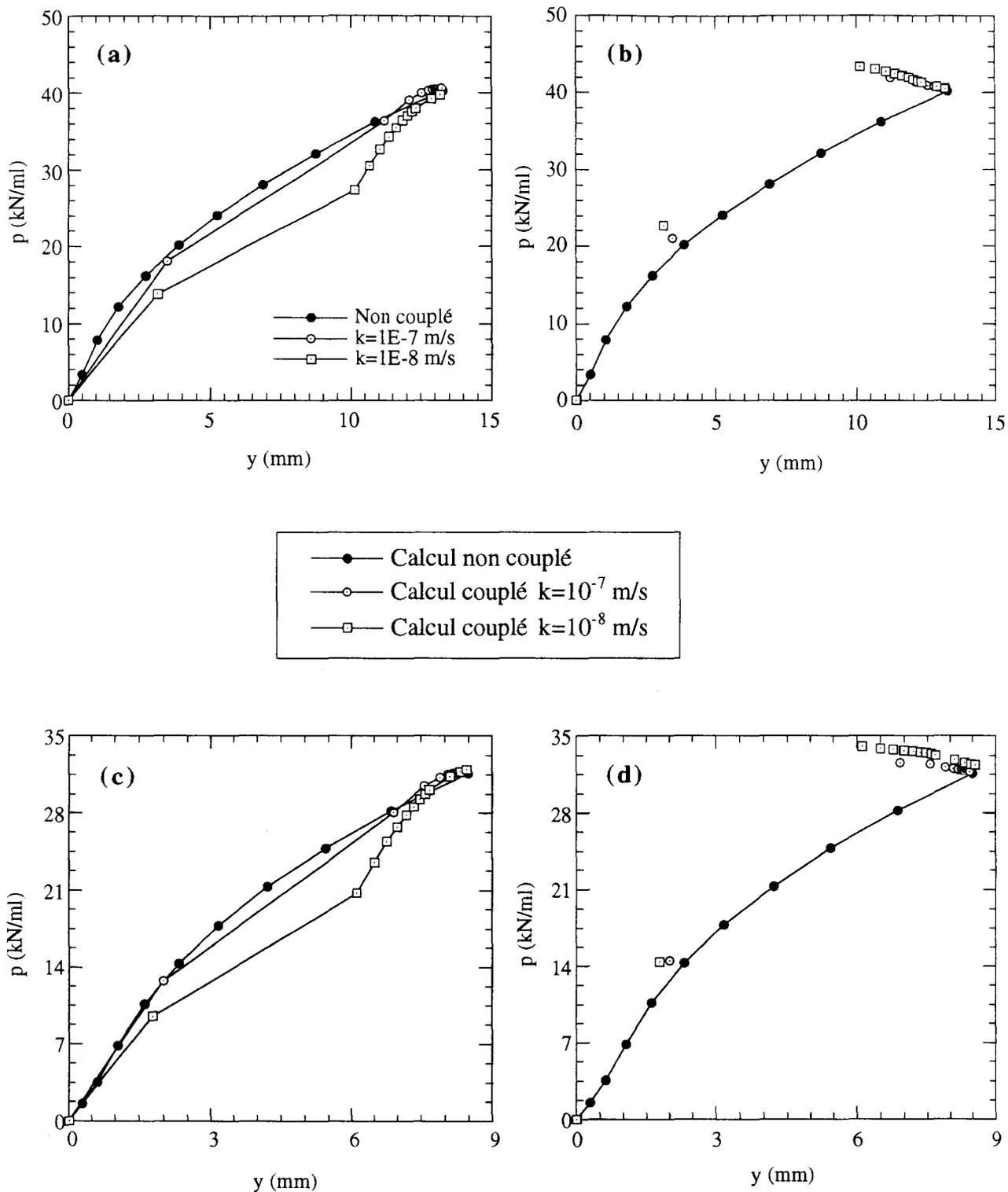


Figure VI.11 : Influence de la perméabilité sur les courbes (p-y)

(a) : En contraintes effectives - $z = 3,2B$

(b) : En contraintes totales - $z = 3,2B$

(c) : En contraintes effectives - $z = 5,27B$

(d) : En contraintes totales - $z = 5,27B$

VI.3. Application aux groupes de micropieux

Dans cette section, nous allons étudier le comportement des groupes de micropieux en prenant en compte le couplage fluide-squelette. Dans un premier temps, on analyse le comportement d'un exemple de référence qui concerne un groupe constitué de deux micropieux avec un espacement $S=2B$. L'effet de l'espacement est ensuite étudié en prenant trois espacements $S=2B$, $S=5B$ et $S=7B$. Enfin, on étudie l'effet du nombre de micropieux en comparant l'exemple de référence à un groupe constitué de quatre micropieux ($2*2$).

VI.3.1. Exemple de référence

Présentation

L'exemple de référence est constitué d'un groupe de deux micropieux ayant un espacement $S = 2B$ et connectés en tête par un chevêtre (figure VI.12). Les caractéristiques mécaniques et géométriques retenues et le maillage adopté sont identiques à ceux du micropieu isolé.

En ce qui concerne le chargement, le groupe est soumis au niveau du chevêtre à une force ponctuelle latérale de 120 kN appliquée en deux incréments égaux et maintenue constante jusqu'à la dissipation de la pression interstitielle.

Résultats du calcul

La figure VI.13a montre l'évolution du déplacement latéral en tête du groupe au cours de l'application du chargement. En comparant cette évolution avec celle du micropieu isolé, on remarque que la consolidation dans le cas du groupe de micropieux est plus lente : la stabilisation est observée au bout de 5,5h au lieu de 2,5h pour le micropieu isolé.

La figure VI.13b présente une comparaison entre le calcul drainé (non couplé) et le calcul couplé pour la courbe force-déplacement en tête. On constate qu'une partie importante de ce déplacement (de l'ordre de 78% du déplacement à la stabilisation) est obtenue immédiatement après l'application du chargement (de l'ordre de 85% pour le micropieu isolé), et que pendant les processus de consolidation, le sol a un comportement plus raide à cause du couplage fluide-squelette.

Les figures VI.14a-d donnent l'évolution de l'excès de la pression interstitielle le long des différents profils du massif du sol. On remarque que l'évolution de la pression interstitielle a lieu dans une zone située au voisinage des micropieux et qui s'étend jusqu'à une profondeur de l'ordre de $25B$ et une distance de l'axe de l'ordre de $10B$ (proche de

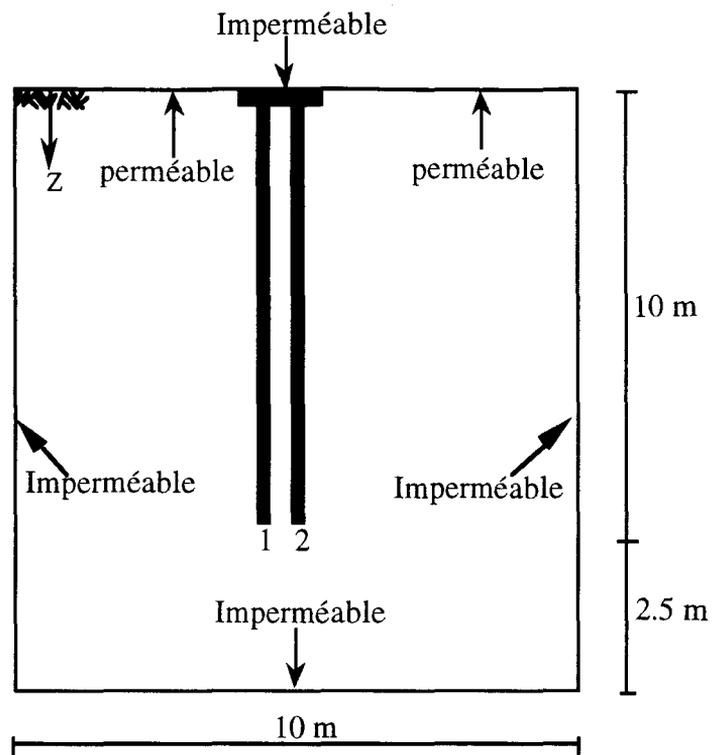
celle de micropieu isolé). Derrière le groupe, on observe une diminution de la pression interstitielle (due à la décompression du sol) qui atteint un maximum de l'ordre de 25 kPa à une profondeur de l'ordre de $z = 3B$ (proche de ce qui a été observé sur le micropieu isolé). Sur la face avant, on note une augmentation de la pression interstitielle qui atteint un maximum de l'ordre de 11 kPa (de l'ordre de 60% de celui obtenu avec le micropieu isolé).

Les figures VI.15a-c montrent l'évolution de l'effort tranchant en tête des micropieux avant et arrière et leur distribution dans les deux micropieux aux instants $t=33\text{min}$ et $t=3333\text{min}$. On remarque que le micropieu avant supporte une part importante de la force appliquée : immédiatement après l'application du chargement ($t = 33\text{min}$), le micropieu avant supporte 48 kN (effort tranchant en tête) alors que le micropieu arrière ne supporte que 38 kN. Après la dissipation de l'excès de pression interstitielle, le micropieu avant supporte 52 kN alors que le micropieu arrière ne supporte que 33 kN. Ceci montre que le micropieu avant assure un écran de protection du micropieu arrière et que son rôle s'accroît au cours du processus de consolidation.

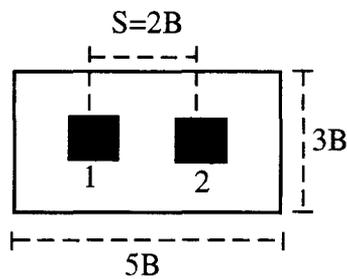
Les figures VI.16a-b présentent la distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête dans les micropieux avant et arrière aux instants $t=33\text{min}$ (immédiatement après l'application du chargement) et $t=3333\text{min}$ (à la stabilisation). On note que le moment normalisé dans le micropieu arrière est plus important que celui dans le micropieu avant (effet de groupe) et que l'écart entre les moments normalisés des deux micropieux augmente légèrement avec la dissipation de la pression interstitielle.

Les figures VI.17a-d donnent les courbes (p - y) calculées à différentes profondeurs en contraintes effectives et en contraintes totales pour les micropieux avant et arrière. On remarque que la réaction du sol sur le micropieu avant est plus élevée que celle appliquée sur le micropieu arrière. Pour le micropieu avant, on observe (i) une réduction de la réaction du sol calculée en contraintes effectives par rapport au calcul drainé; cette réaction augmente avec la dissipation de la pression interstitielle dans le massif du sol pour atteindre celle obtenue avec le calcul drainé et (ii) une faible augmentation de la réaction calculée en contraintes totales par rapport au calcul drainé (comportement plus raide).

Pour le micropieu arrière, on remarque une augmentation de la réaction du sol calculée en contraintes effectives et totales par rapport au calcul drainé. Ceci est dû au fait qu'avant la dissipation de la pression d'eau, ce micropieu supporte une part importante de la charge appliquée en comparaison avec le calcul drainé (figure VI.15).



Direction de chargement



Chevêtre

- 1 : Micropieu arrière
- 2 : Micropieu avant

Figure VI.12 : Géométrie et conditions aux limites
Groupe de deux micropieux (exemple de référence)

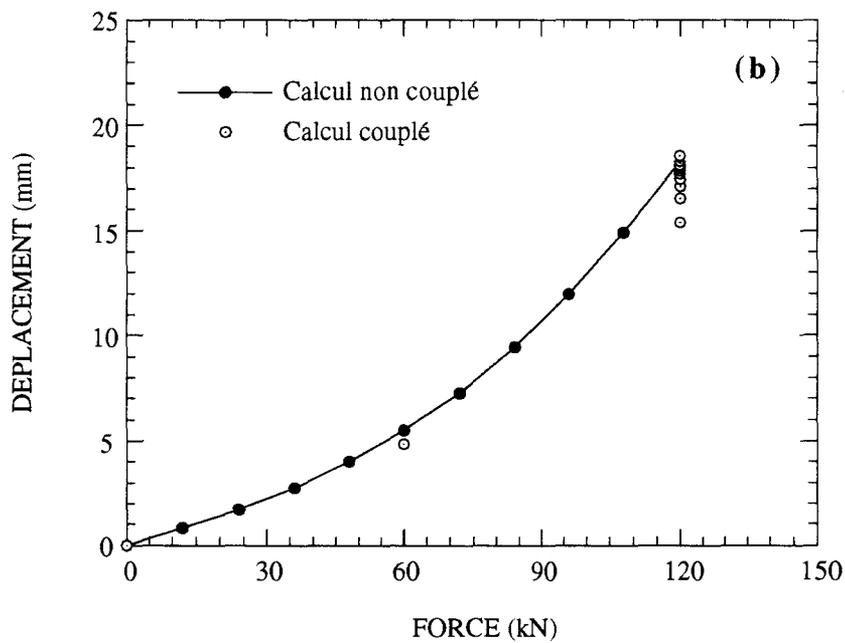
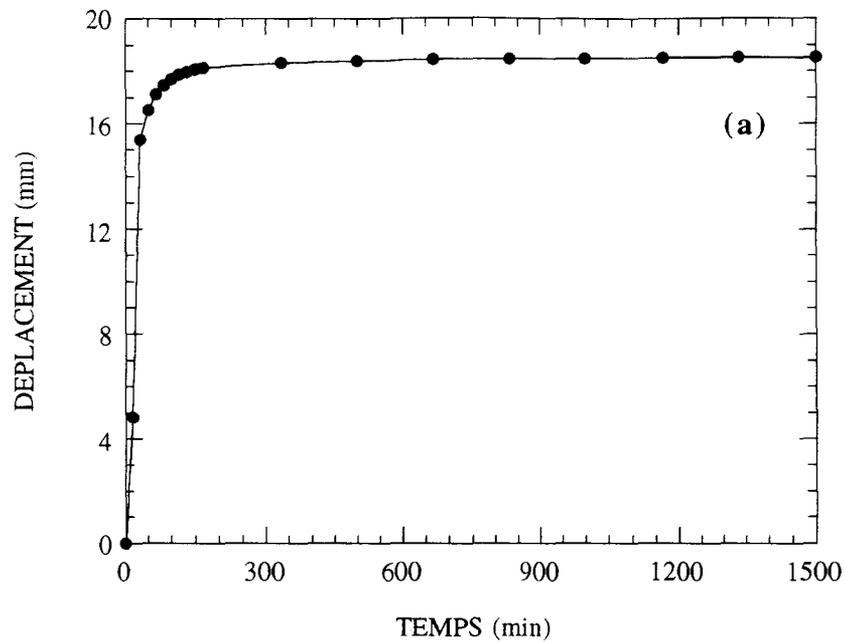


Figure VI.13b : Influence du couplage fluide-squelette sur le comportement d'un groupe de deux micropieux (exemple de référence)

(a) : Evolution du déplacement en tête de groupe

(b) : Comparaison des deux calculs couplé et non couplé (force-dép en tête)

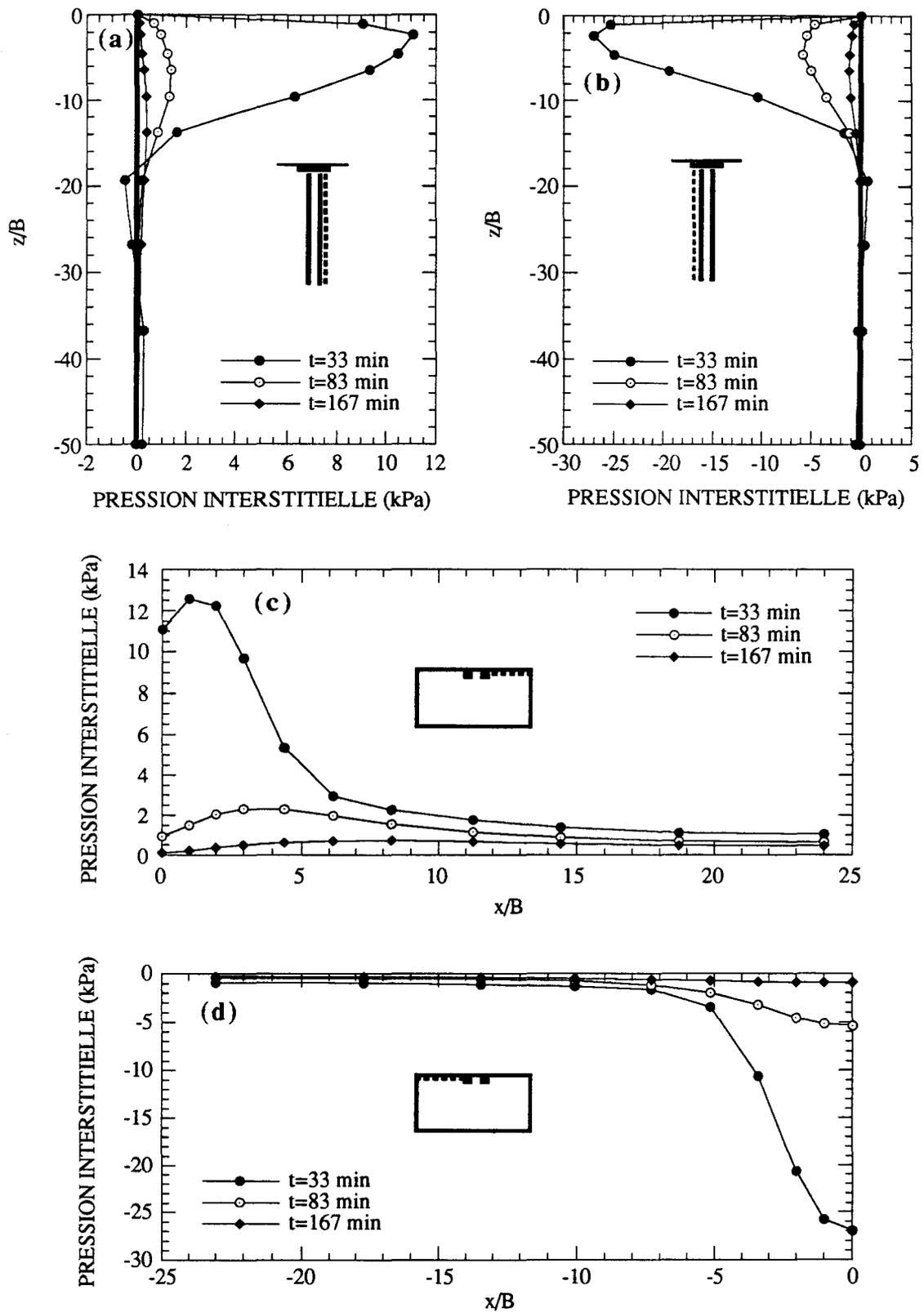


Figure VI.14 : Evolution de l'excès de la pression interstitielle dans le massif (groupe de deux micropieux, exemple de référence)

- (a) : Sur la face avant du micropieu avant (b) : Sur la face arrière du micropieu arrière
 (c) : Devant le micropieu avant ($z=2,3B$) (d) : Derrière le micropieu arrière ($z=2,3B$)

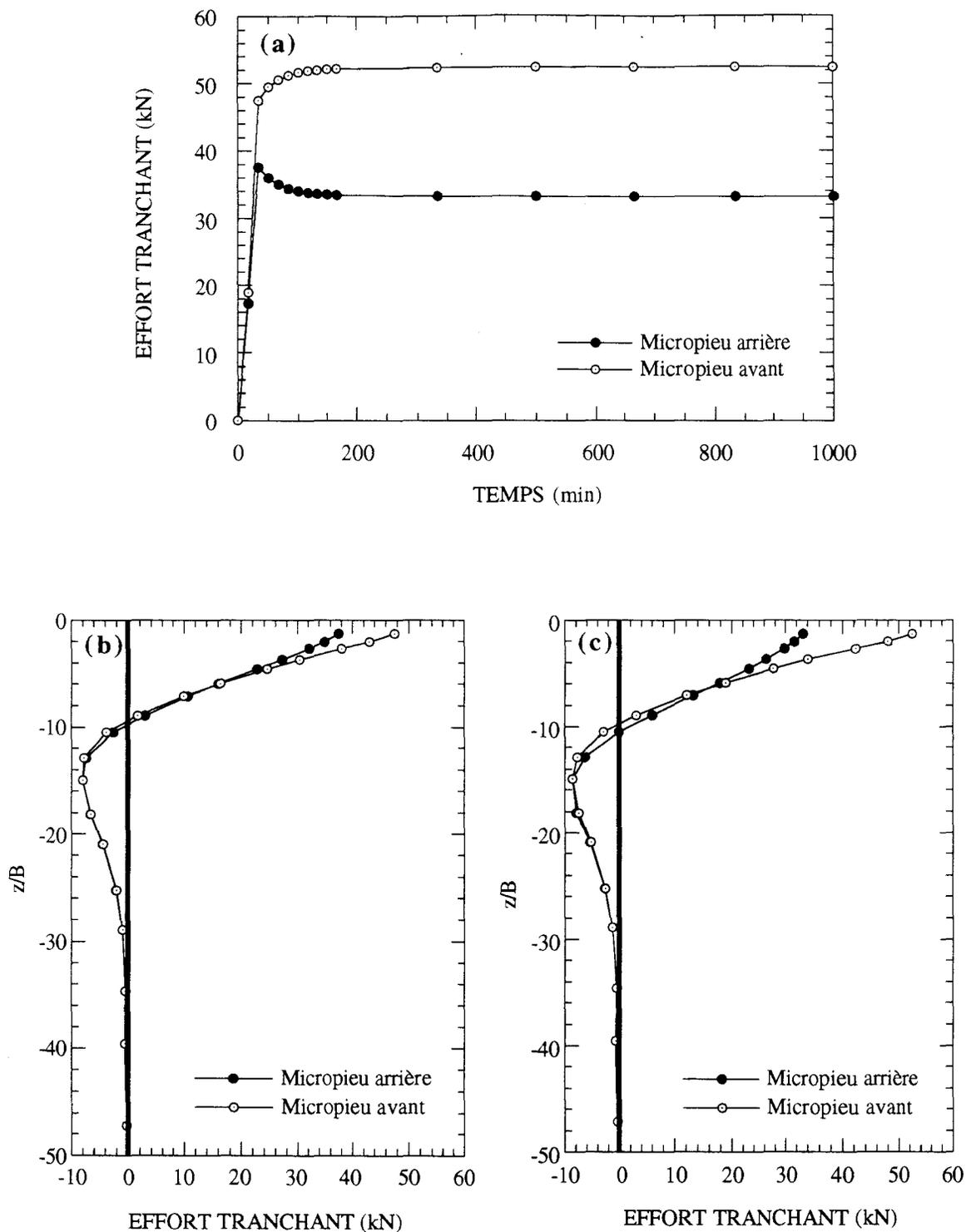


Figure VI.15 : Evolution de l'effort tranchant dans les micropieux

(groupe de deux micropieux, exemple de référence)

(a) : Evolution de l'effort tranchant en tête des micropieux

(b) : Distribution à l'instant t=33 min

(c) : Distribution à l'instant t=3333 min

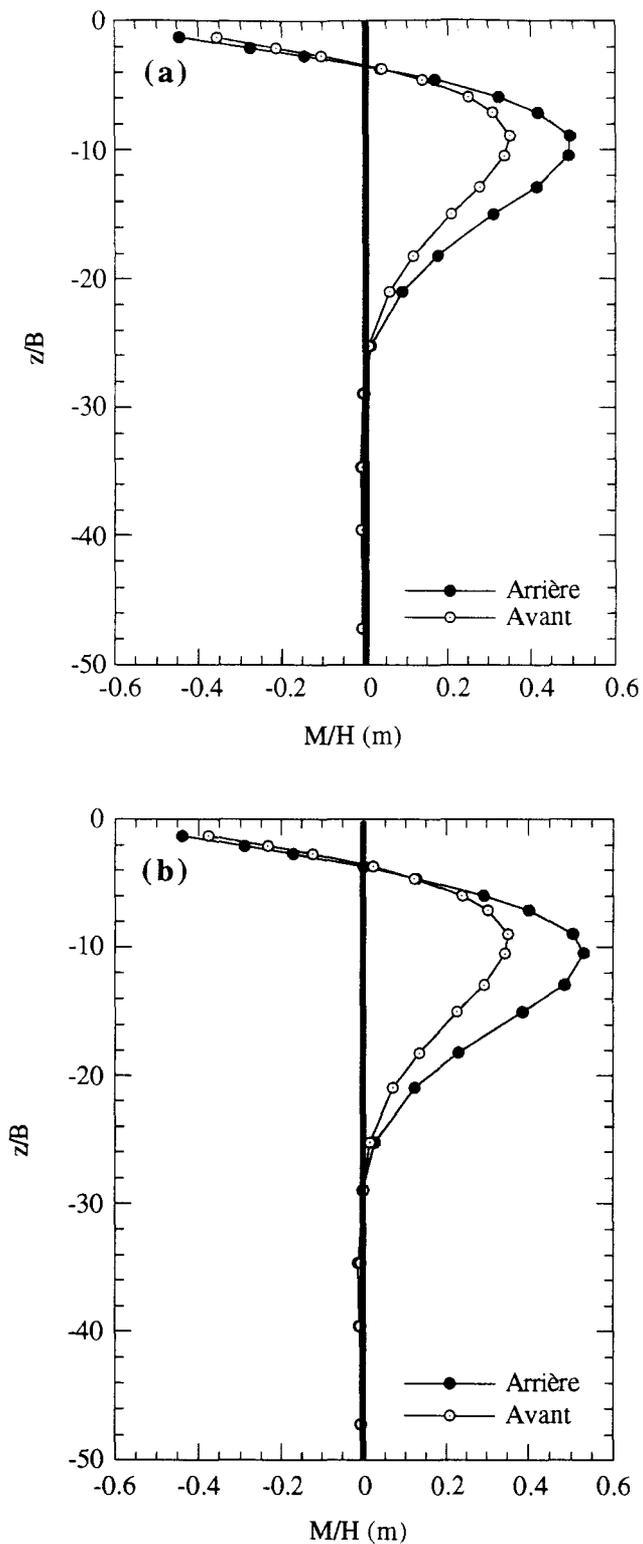


Figure VI.16 : Distributions du moment fléchissant normalisé par la force en tête (groupe de deux micropieux, exemple de référence)

(a) : $t=33$ min

(b) : $t=3333$ min

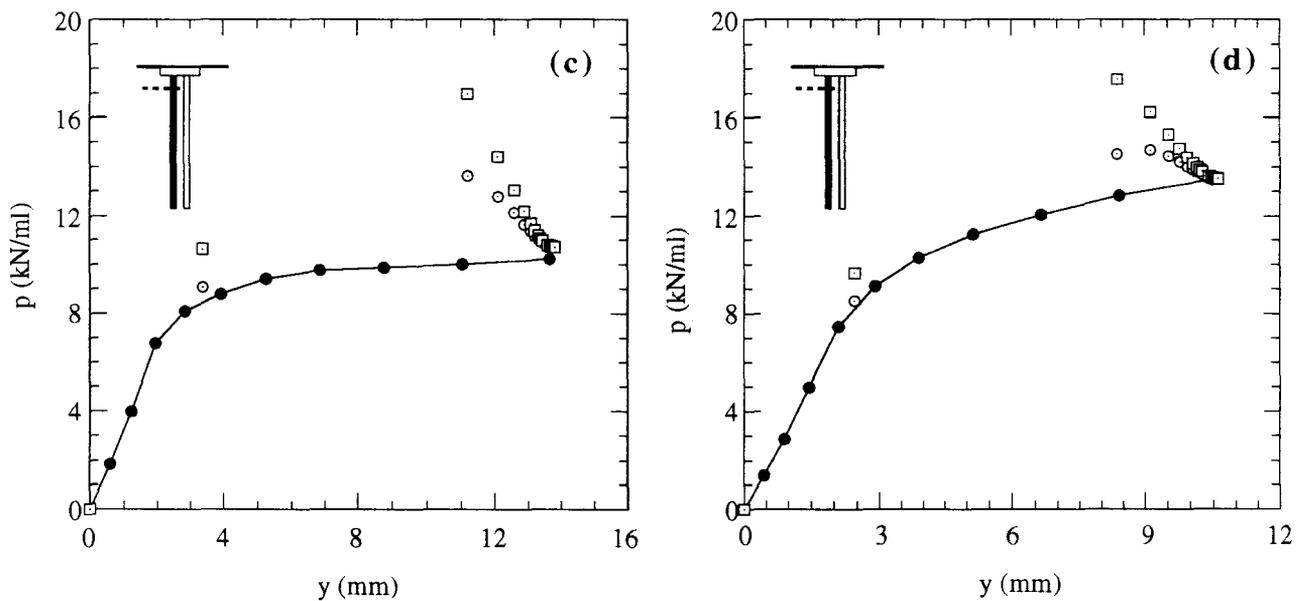
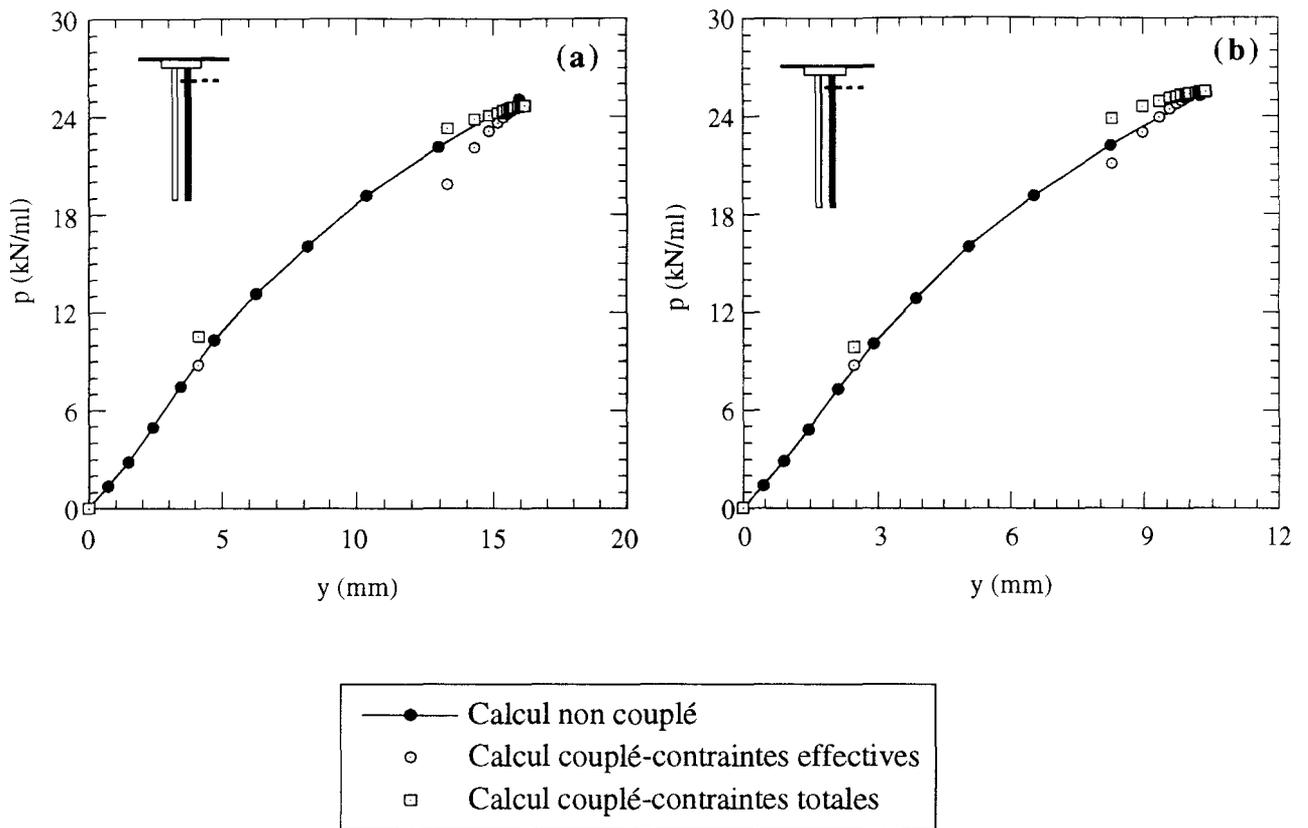


Figure VI.17 : Courbes (p-y) calculées à différentes profondeurs (groupe de deux micropieux, exemple de référence)

(a) : Micropieu avant - $z=1,66B$

(b) : Micropieu avant - $z=5,27B$

(c) : Micropieu arrière - $z=3,2B$

(d) : Micropieu arrière - $z=5,27B$

VI.3.2. Effet de l'espacement

Afin d'étudier l'effet de l'espacement sur le comportement des groupes de micropieux en consolidation, nous avons analysé le comportement de trois groupes de micropieux ayant les espacements $S=2B$, $S = 5B$ et $S = 7B$ et en gardant les mêmes dimensions du chevêtre pour les trois exemples (figure VI.18). Au niveau du chargement, chaque groupe a été soumis au niveau du chevêtre à une force ponctuelle de 120 kN appliquée en deux incréments égaux, et maintenue constante jusqu'à la stabilisation.

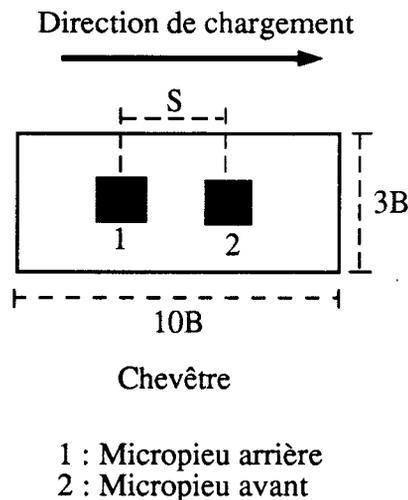


Figure VI.18 : Configuration adoptée pour étudier l'effet de l'espacement

Résultats du calcul

La figure VI.19 montre l'évolution du déplacement latéral en tête du groupe au cours de l'application du chargement. On remarque que l'espacement affecte sensiblement les valeurs finales du déplacement en tête : quand l'espacement passe de $2B$ à $7B$, le déplacement décroît de 9 à 7mm. Ceci indique que l'effet de groupe est important dans le cas d'un espacement de $2B$: il se traduit par une réduction de l'ordre de 30% de la rigidité du groupe considéré.

Les figures VI.20a-b donnent les distributions de l'excès de la pression interstitielle à l'avant et à l'arrière du groupe. On constate un effet de groupe sur la distribution de la pression à l'arrière du groupe : quand l'espacement passe de 2 à $7B$, le maximum de la variation de la pression décroît de 15 à 12 kPa. Ceci peut être expliqué par le fait que l'augmentation de l'espacement augmente la rigidité du groupe qui induit une diminution du déplacement et par conséquent une diminution de la pression interstitielle.

Les figures VI.21a-d représentent la distribution de l'effort tranchant dans les micropieux avant et arrière au début de la consolidation et à la stabilisation. On observe que l'espacement affecte cet effort, en particulier au niveau de l'encastrement dans le chevêtre. Quand l'espacement passe de 7 à 2B, l'effort tranchant stabilisé en tête du micropieu arrière décroît de 32 à 25 kN alors que celui du micropieu avant passe de 35 à 32,5kN. On observe également que l'écart entre les charges reprises par les micropieux avant et arrière s'accroît avec la diminution de l'espacement ce qui confirme la constatation évoquée ci-dessus sur l'effet de groupe.

Les figures VI.22a-d montrent l'influence de l'espacement sur la distribution du moment fléchissant normalisé par la force en tête. On note que l'augmentation de cet espacement a pour effet d'accroître le moment fléchissant à l'encastrement et de réduire la valeur du moment maximal en 'travée'. Quand l'espacement passe de 2 à 7B, le moment d'encastrement du micropieu avant croît de 22% alors que le moment maximal en travée décroît de 20%. Les figures VI.23a-b montrent une comparaison entre les moments fléchissants induits dans les micropieux avant et arrière. On remarque que l'écart entre ces moments est faible pour les grands espacements, mais significatif pour le faible espacement.

L'influence de l'espacement sur les courbes de réaction ($p - y$) calculées dans deux sections en terme de contraintes effectives est illustrée dans les figures VI.24a-d. On note que l'augmentation de l'espacement a pour effet d'amplifier la raideur de ces courbes, en particulier pour le micropieu arrière.

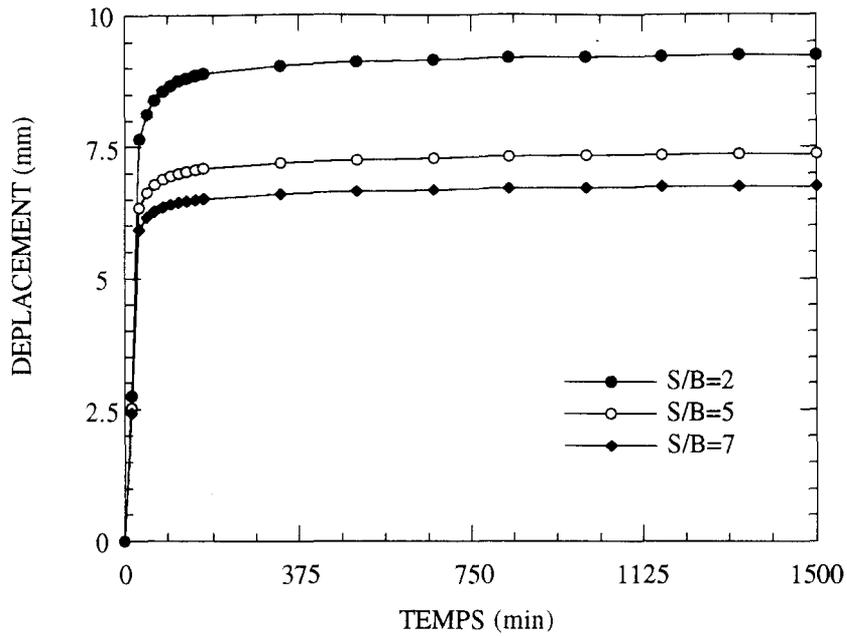


Figure VI.19 : Influence de l'espacement sur l'évolution du déplacement en tête

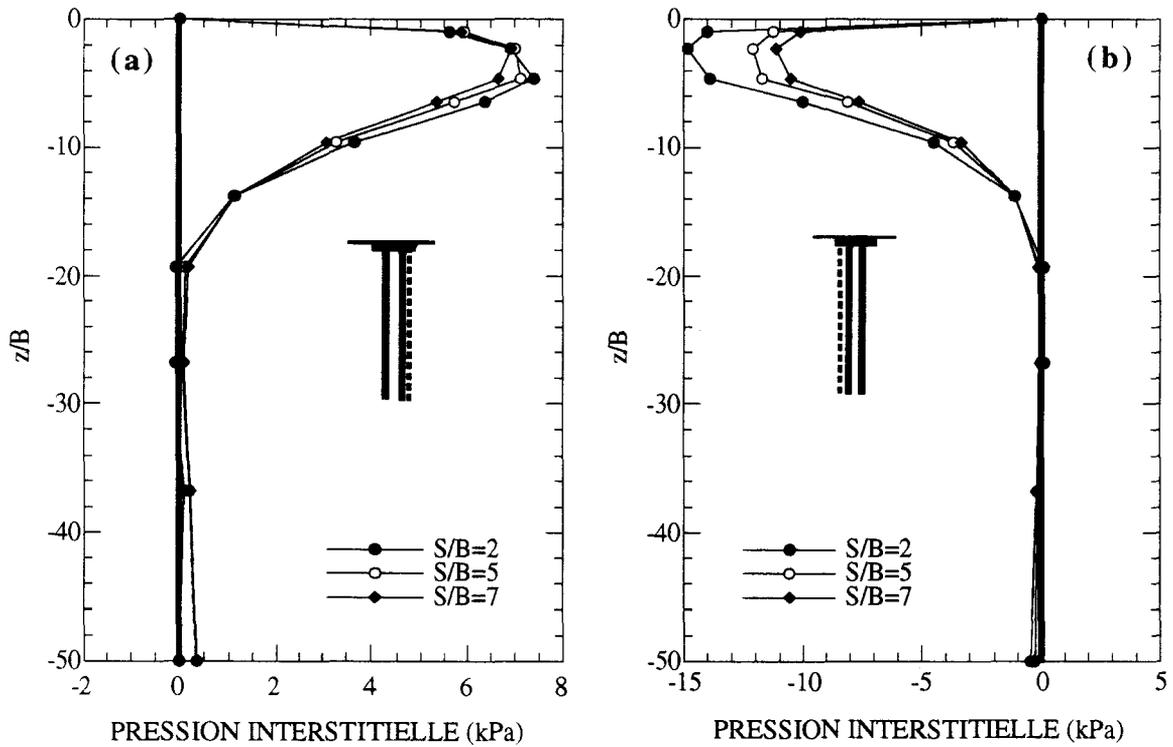


Figure VI.20 : Influence de l'espacement sur la distribution de l'excès de la pression interstitielle (t=33 min)

(a) : Sur la face avant du micropieu avant

(b) : Sur la face arrière du micropieu arrière

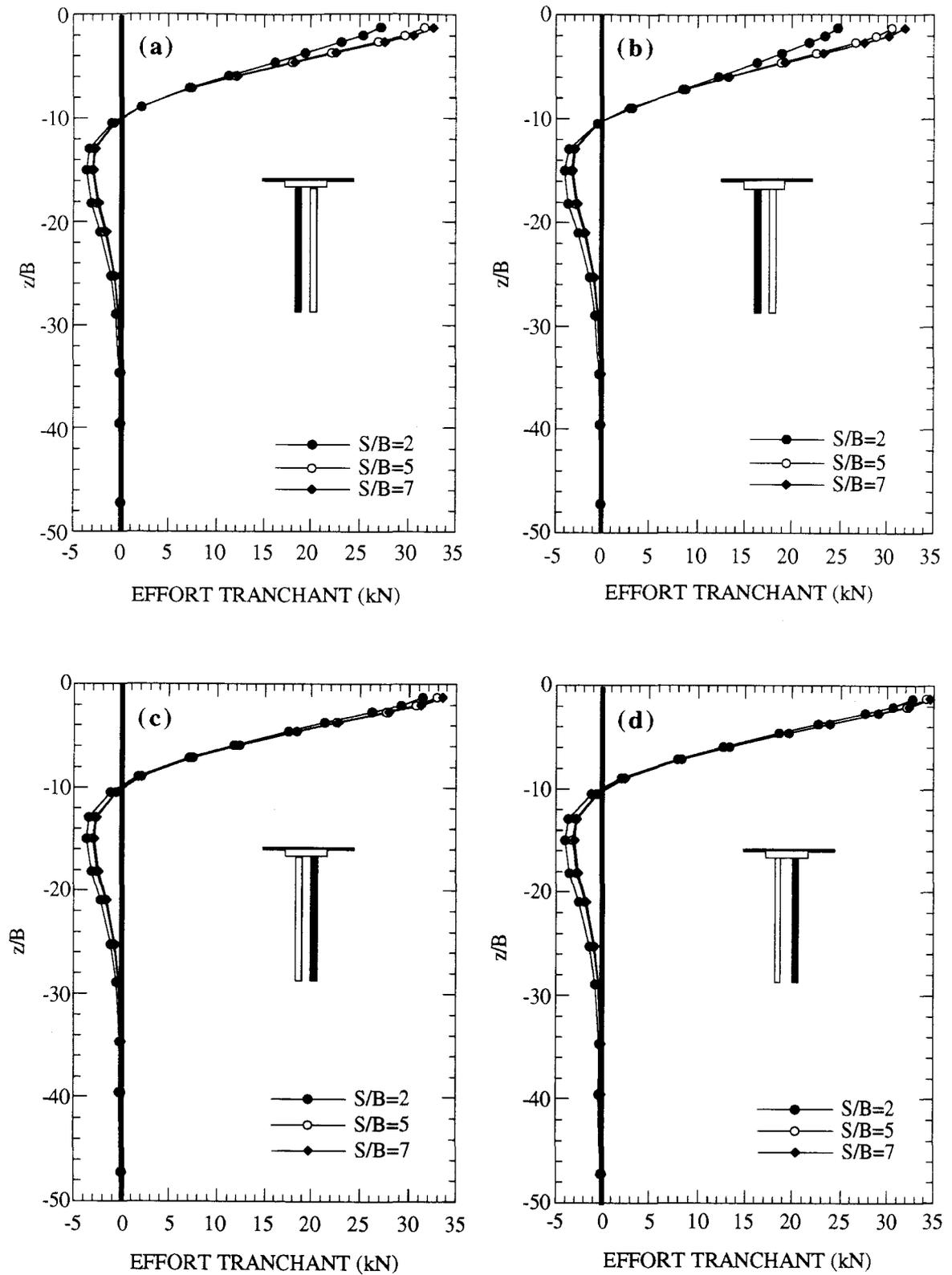


Figure VI.21 : Influence de l'espacement sur la distribution de l'effort tranchant
 (a) : Micropieu arrière - $t=33$ min
 (b) : Micropieu arrière - $t=3333$ min
 (c) : Micropieu avant - $t=33$ min
 (d) : Micropieu avant - $t=3333$ min

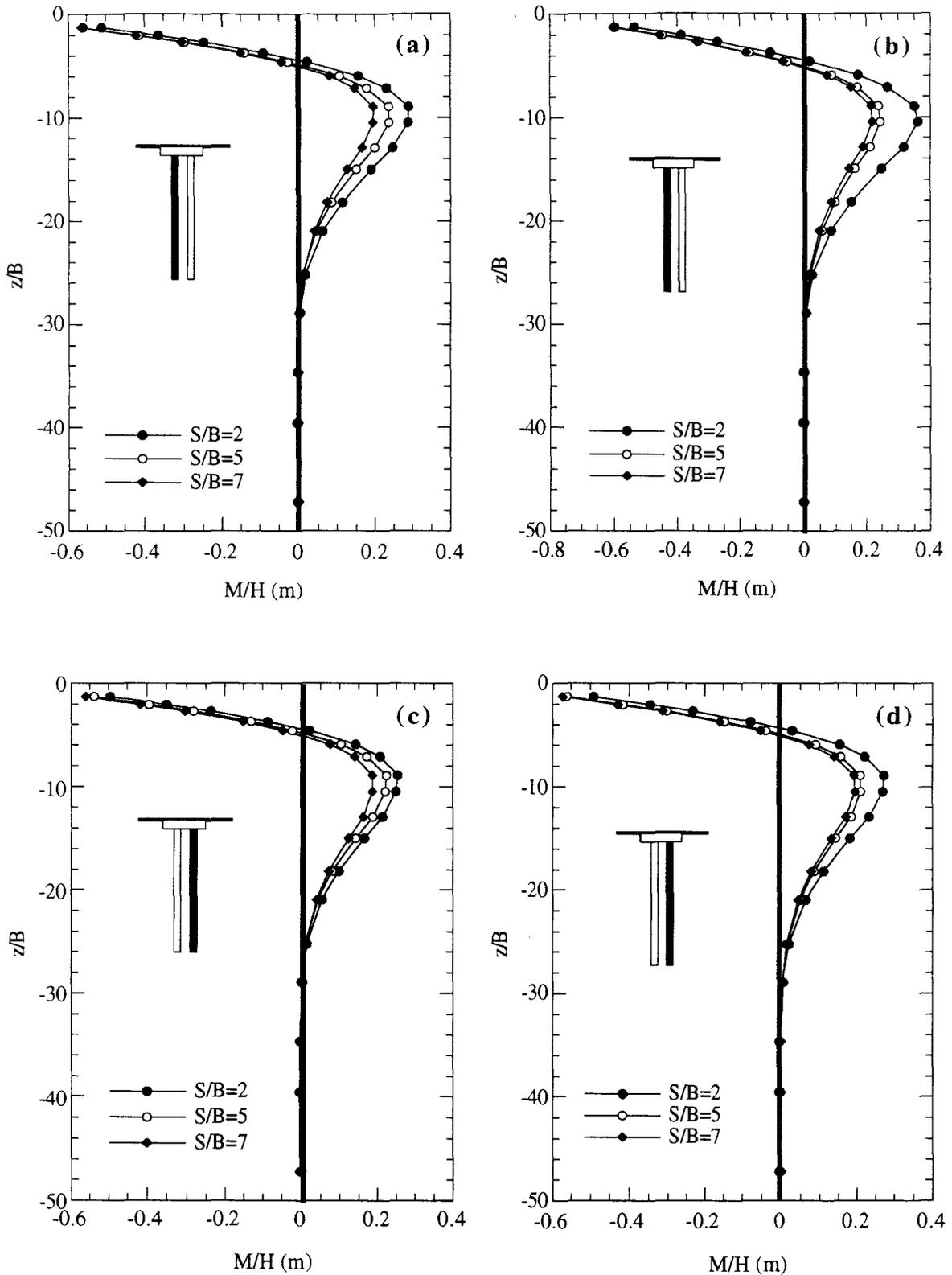


Figure VI.22 : Influence de l'espacement sur la distribution du moment fléchissant

(a) : Micropieu arrière - $t=33$ min (b) : Micropieu arrière - $t=3333$ min

(c) : Micropieu avant - $t=33$ min (d) : Micropieu avant - $t=3333$ min

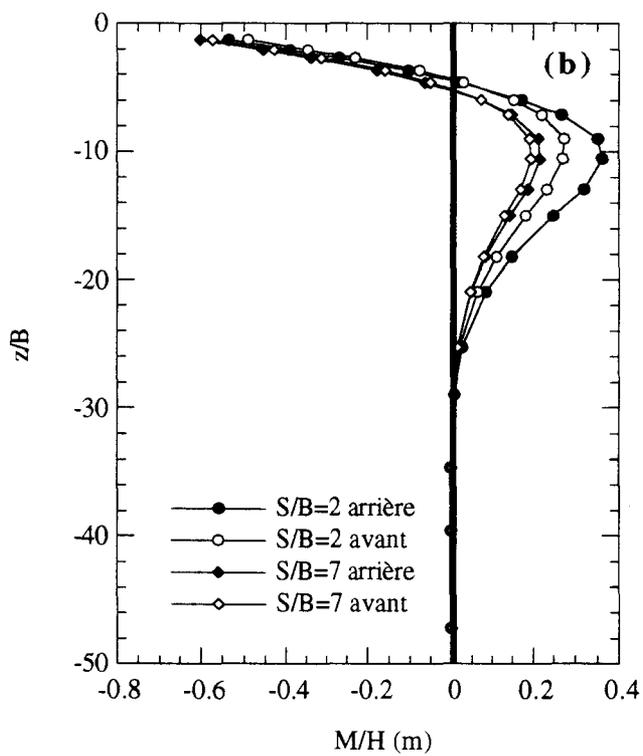
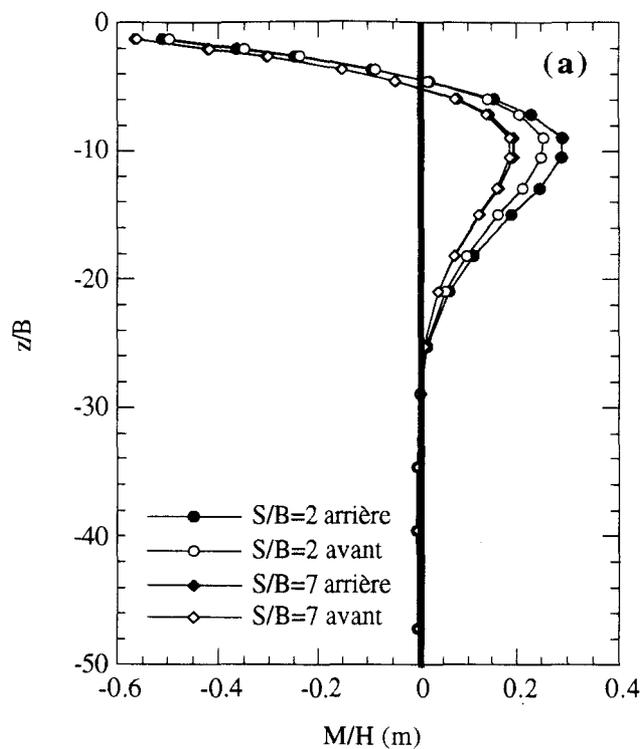


Figure VI.23 : Influence de l'espacement sur la distribution du moment fléchissant
 (a) : $t=33$ min (b) : $t=3333$ min

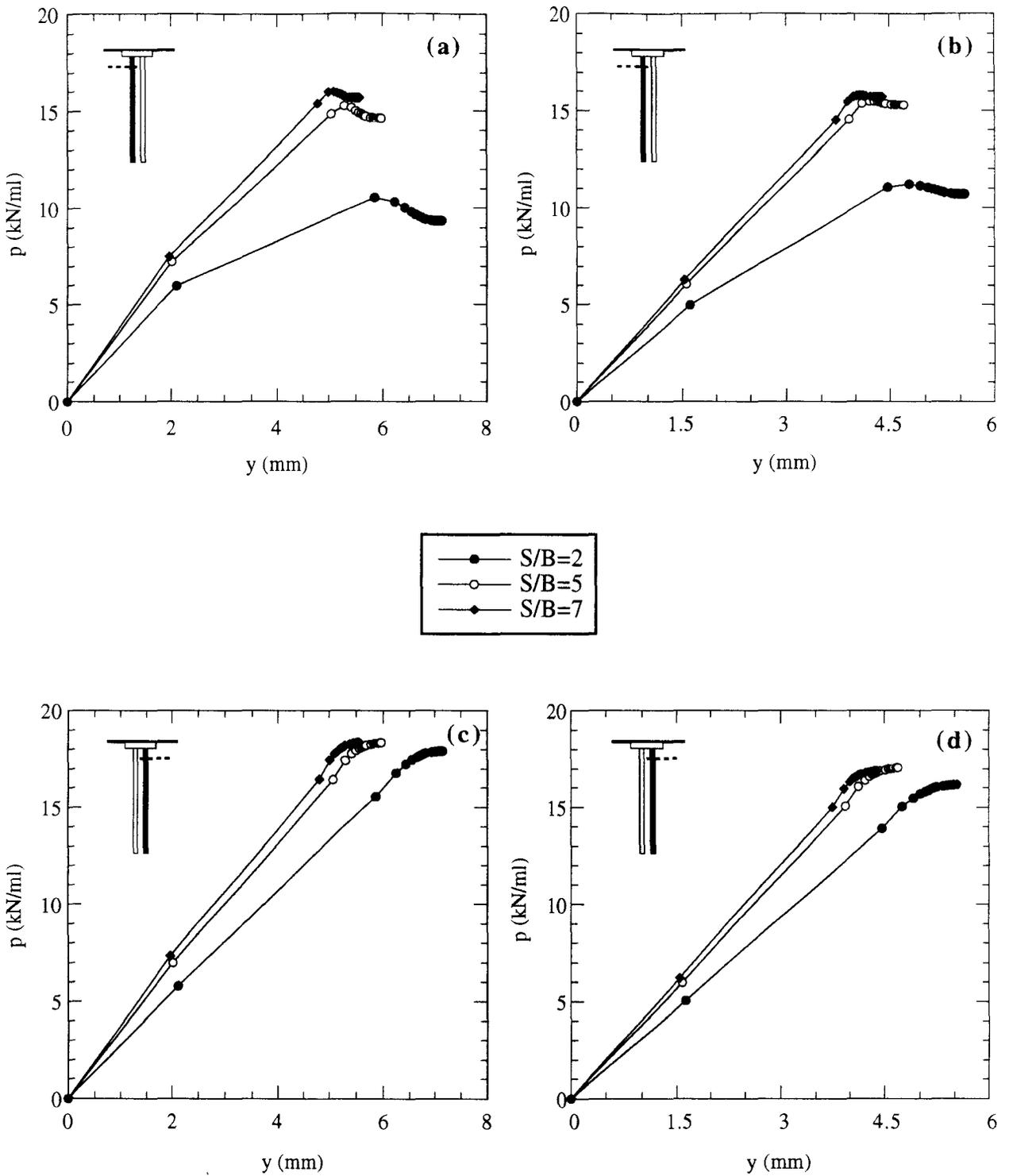


Figure VI.24 : Influence de l'espacement sur le courbes (p-y) calculées en contraintes effectives
 (a) : Micropieu arrière - $z=3,2B$ (b) : Micropieu arrière - $z=5,27B$
 (c) : Micropieu avant - $z=3,2B$ (d) : Micropieu avant - $z=5,27B$

VI.3.3. Effet du nombre de micropieux

Afin d'étudier l'influence du nombre de micropieux sur l'effet de groupe, nous avons analysé le comportement de deux groupes composés respectivement de deux (exemple de référence) et quatre éléments avec un espacement $S=2B$ (figure VI.25). Au niveau du chargement, le groupe de quatre micropieux a été soumis au double de la charge appliquée sur le groupe de deux micropieux.

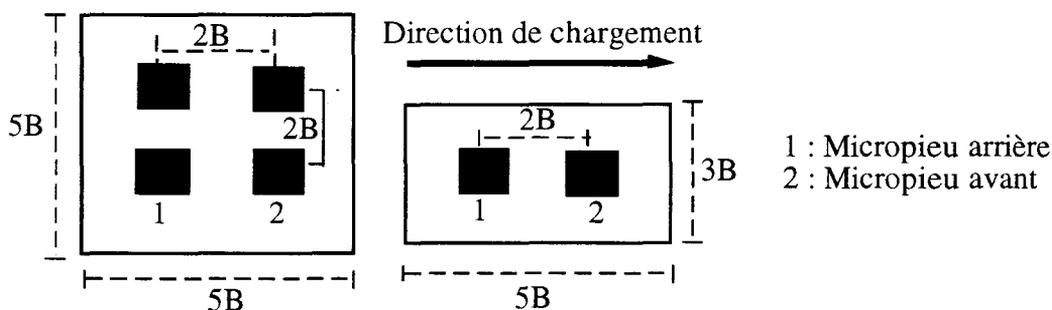


Figure VI.25 : Configuration adoptée pour les groupes de 2 et 4 micropieux

Résultats du calcul

La figure VI.26 présente l'évolution du déplacement en tête au cours de la consolidation. On note que l'augmentation du nombre des micropieux réduit la vitesse de consolidation et augmente le déplacement en tête. Cette augmentation résulte de deux facteurs, à savoir, l'amplification de l'effet de groupe et la réduction de la participation du chevêtre par micropieu.

L'effet du nombre de micropieux sur la distribution de l'excès de la pression interstitielle est illustré dans les figures VI.27a-b. On remarque que l'augmentation du nombre de micropieux accentue la variation de la pression interstitielle (de l'ordre de 60%). Ceci peut être attribué à la réduction de la rigidité du groupe qui induit une augmentation de la déformée et par conséquent de la pression d'eau.

Les figures VI.28a-d montrent l'effet du nombre de micropieux sur le moment fléchissant normalisé par la force en tête pour les micropieux avant et arrière. On constate que l'augmentation du nombre de micropieux induit une augmentation du moment fléchissant normalisé dans tous les éléments du groupe. Après l'application du chargement, on note un écart sur le moment normalisé de l'ordre de 15% pour le micropieu avant et de 5% pour le micropieu arrière. A la fin de la consolidation, cet écart s'accroît : il passe à

20% pour le micropieu avant et à 40% pour le micropieu arrière. Ceci signifie que l'effet de groupe s'accroît avec la dissipation de la pression interstitielle.

L'influence du nombre de micropieux sur les courbes (p-y) est illustrée dans les figures VI.29a-d. On note que l'augmentation du nombre d'éléments induit une réduction de la raideur de ces courbes. Ceci explique le rôle du nombre de micropieux dans la réduction de la rigidité du groupe observé dans la figure VI.26.

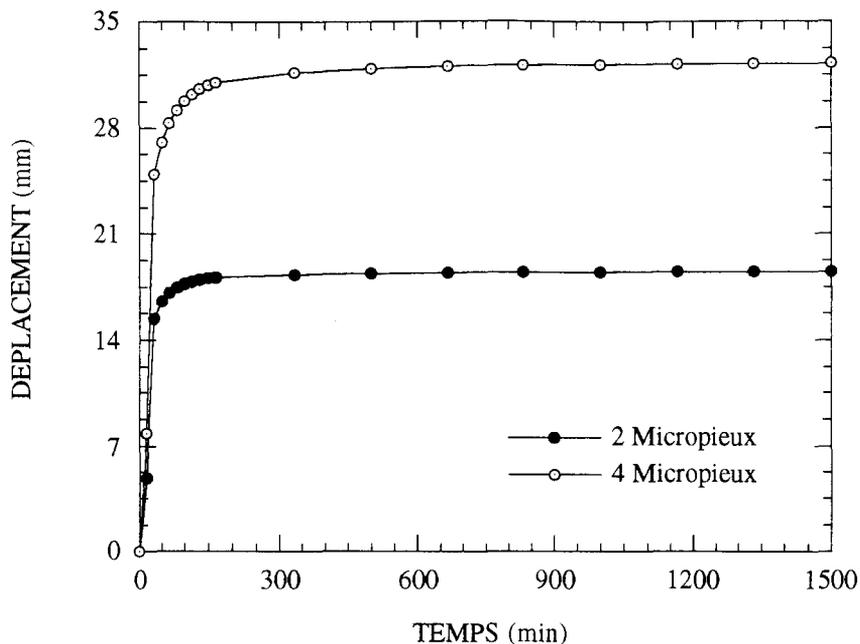


Figure VI.26 : Influence du nombre d'éléments sur l'évolution du déplacement en tête

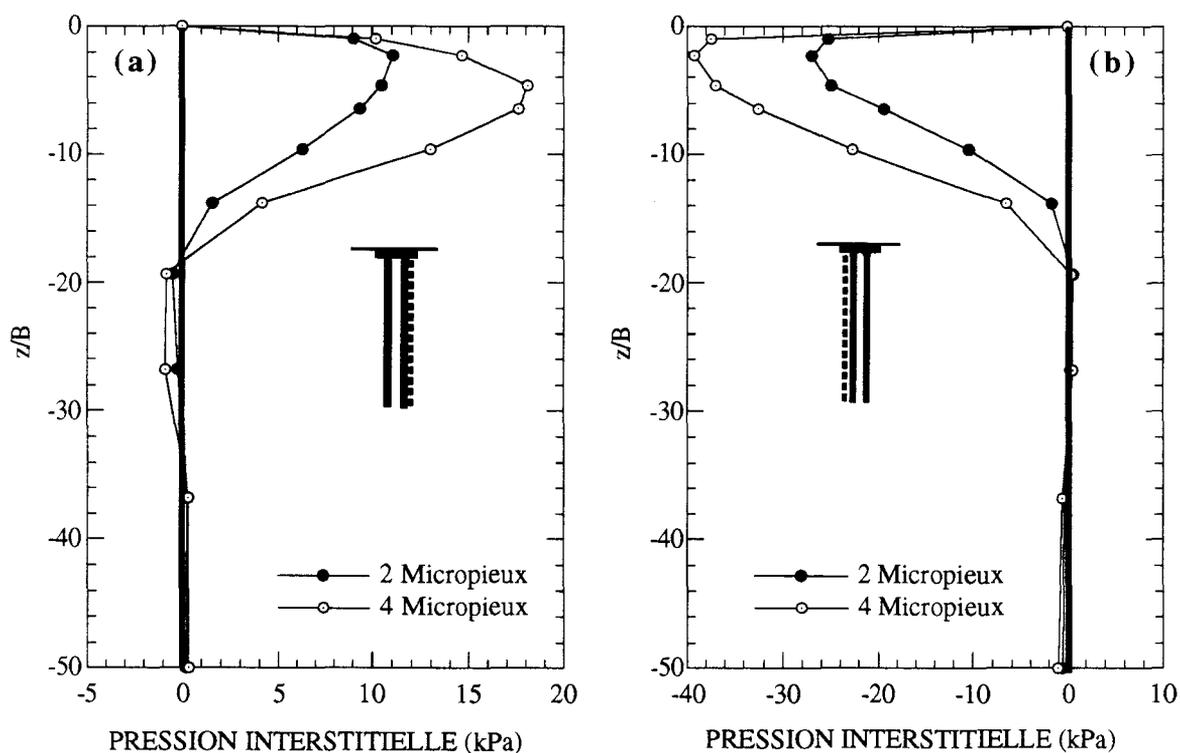


Figure VI.27 : Influence du nombre d'éléments sur la distribution de l'excès la pression interstitielle (t=33 min)

- (a) : Sur la face avant du micropieu avant
- (b) : Sur la face arrière du micropieu arrière

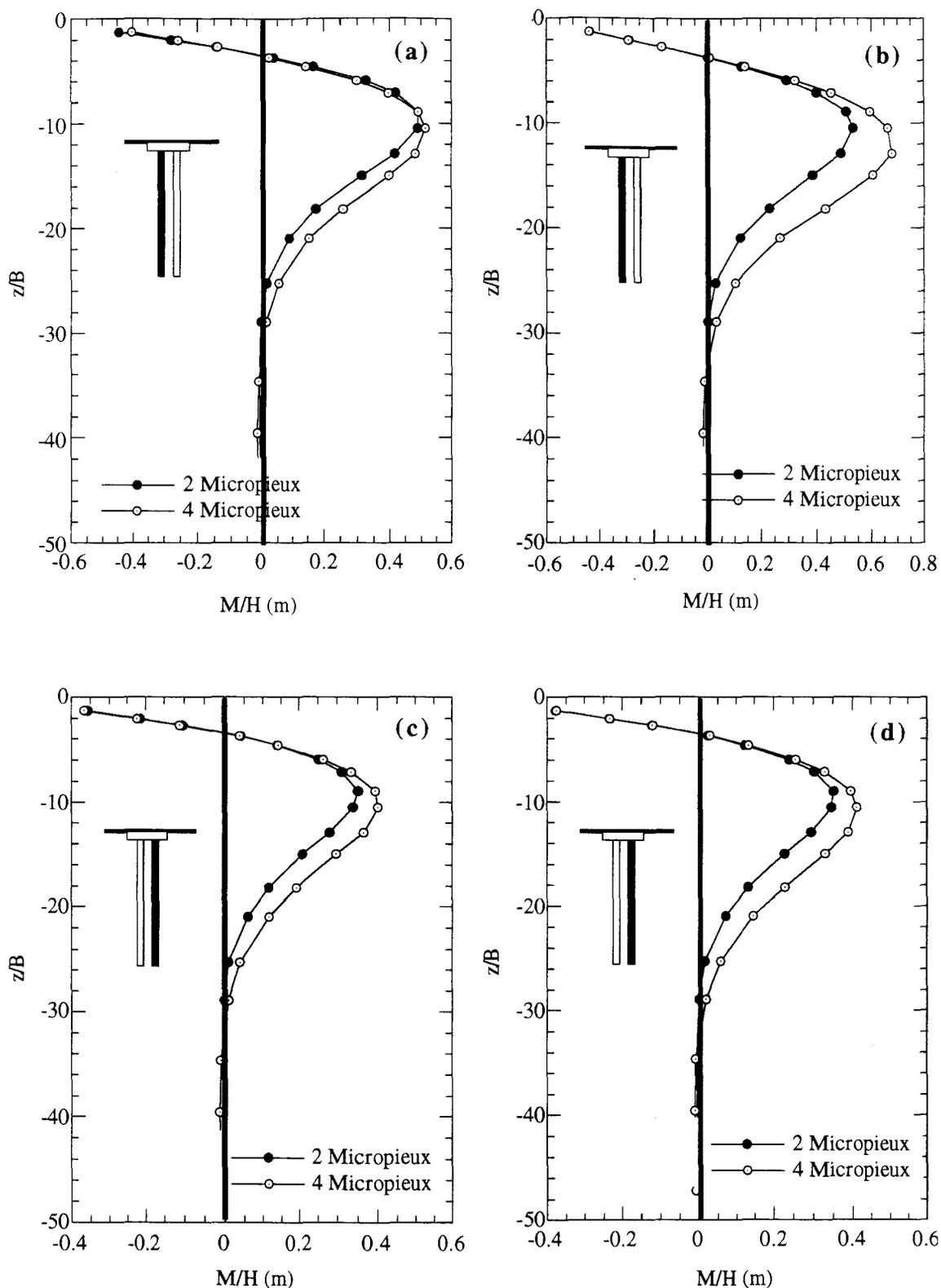


Figure VI.28 : Influence du nombre d'éléments sur la distribution du moment fléchissant
 (a) : Micropieu arrière - $t=33$ min (b) : Micropieu arrière - $t=3333$ min
 (c) : Micropieu avant - $t=33$ min (d) : Micropieu avant - $t=3333$ min

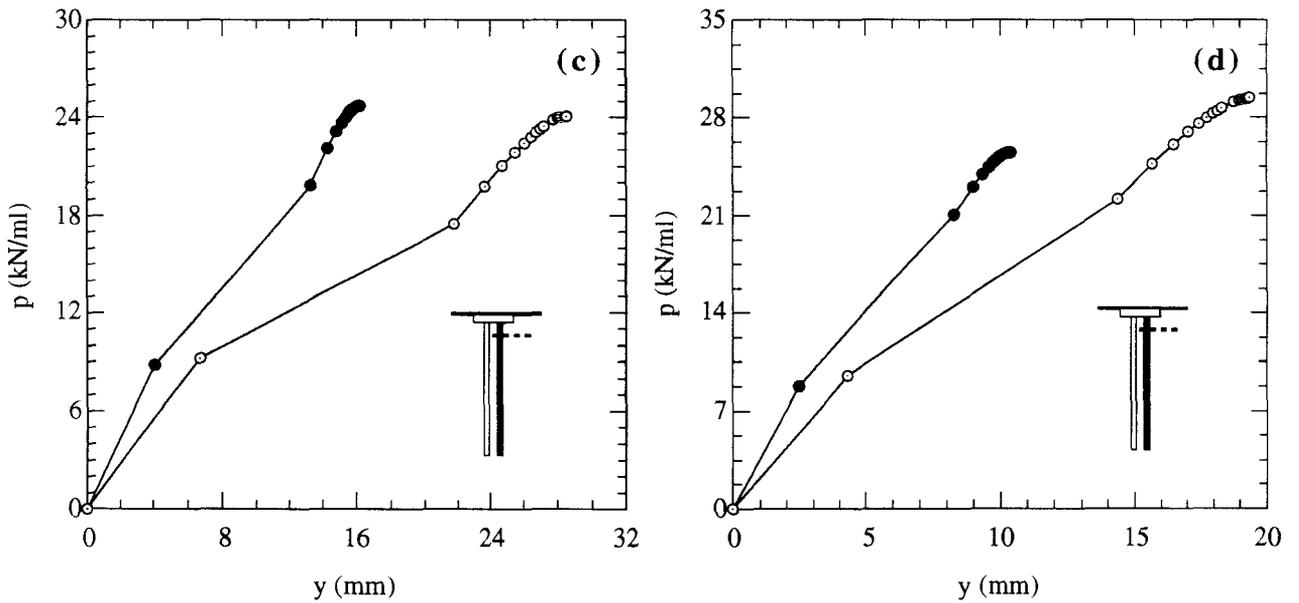
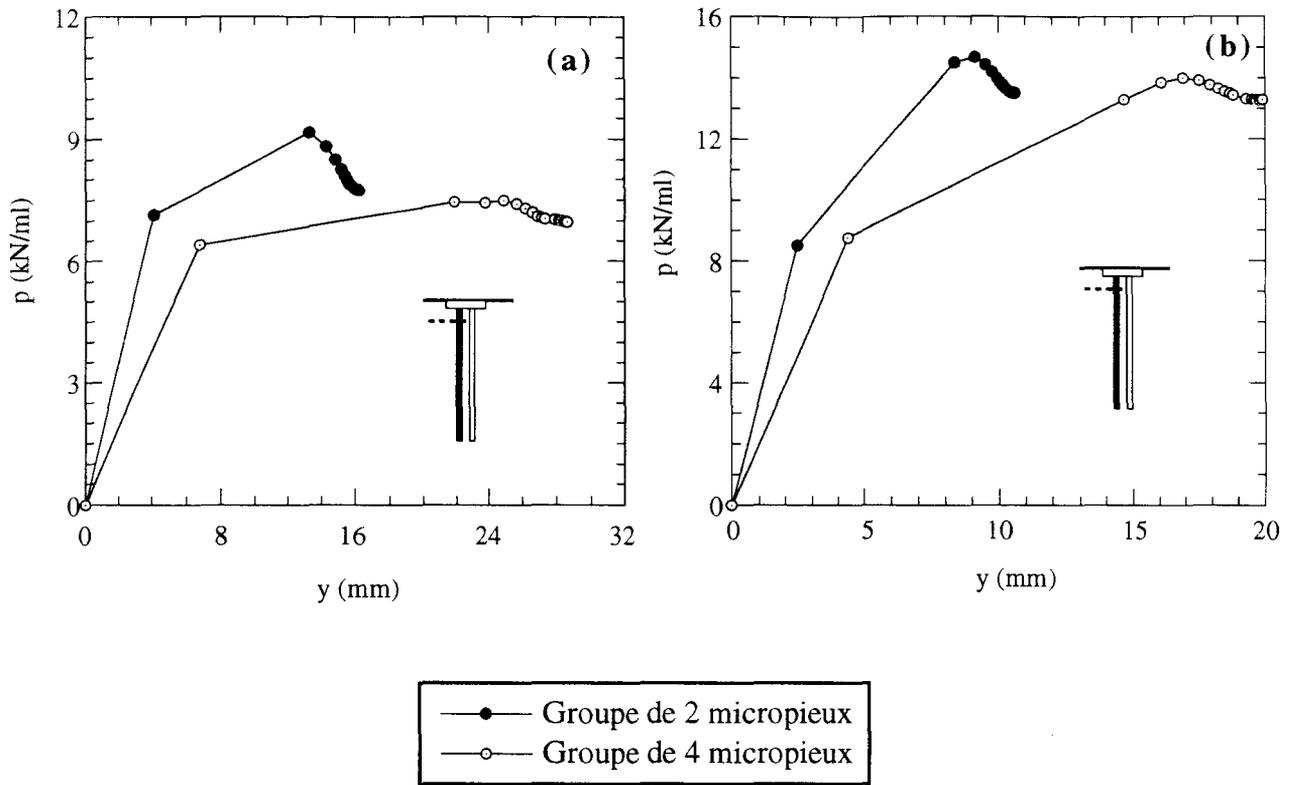


Figure VI.29 : Influence du nombre d'éléments sur les courbes (p - y) calculées en contraintes effectives
 (a) : Micropieu arrière - $z=1,66B$ (b) : Micropieu arrière - $z=5,27B$
 (c) : Micropieu avant - $z=1,66B$ (d) : Micropieu avant - $z=5,27B$

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une étude du comportement des micropieux sous chargement latéral en prenant en compte le couplage fluide - squelette. Cette étude a été réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle avec une loi de comportement élastoplastique pour les sols.

Les résultats obtenus montrent que le couplage fluide - squelette se traduit au début du chargement par une augmentation de la rigidité des micropieux. Les variations de la pression d'eau sont localisées au voisinage de la partie supérieure des micropieux. Du fait que l'écoulement d'eau s'effectue radialement et verticalement, la dissipation de la pression interstitielle est relativement rapide, en particulier pour les micropieux isolés (pour un sol ayant une perméabilité de 10^{-7} m/s, la stabilisation est observée après 2,5h du chargement pour un micropieu isolé et de 9h pour un groupe de 4 micropieux ayant un espacement $S = 2B$). Nous avons noté également que l'effet de groupe s'accroît avec la dissipation de la pression interstitielle.

Du fait que la dissipation est relativement rapide, on peut dans de nombreux cas, se contenter d'un calcul drainé qui peut être mené avec la méthode des courbes de réaction (à condition de prendre en compte l'effet de groupe) ou des méthodes plus élaborées comme la méthode des éléments finis.

Conclusion générale

Dans ce travail, nous avons présenté une étude numérique du comportement sous chargement latéral des micropieux utilisés dans le renforcement des sols.

Pour les sols secs ou ayant une perméabilité élevée, nous avons présenté une méthode de calcul des micropieux basée sur la construction numérique des courbes de réaction ($p-y$) à partir d'une modélisation plane. La vérification de la méthode proposée a été effectuée par confrontation des résultats obtenus avec cette méthode à ceux donnés par des calculs tridimensionnels.

Les tests de vérification sur les micropieux dans le sable (isolé et groupes de deux et trois éléments) ont montré que la méthode proposée donne de bons résultats si on prend pour les premières couches du sol (profondeur inférieure à $3B$) les courbes de réaction déduites des calculs en contraintes planes, et pour les couches plus profondes les courbes de réaction déduites des calculs en déformations planes. La vérification de cette méthode sur les micropieux dans l'argile a montré que l'hypothèse de contraintes planes donne une estimation correcte du comportement des micropieux, alors que l'hypothèse de déformations planes donne de bons résultats uniquement pour les faibles déplacements (déplacement en tête inférieur à $0,075B$).

Par ailleurs, les résultats des calculs tridimensionnels des groupes de micropieux ont montré que l'effet de groupe s'accroît avec la diminution de l'espacement et l'augmentation du nombre d'éléments et qu'il est plus important pour les micropieux arrière que pour les micropieux avant (effet d'écran). Cet effet se traduit par une diminution de la rigidité des micropieux et l'augmentation du moment fléchissant induit par rapport au micropieu isolé. Les résultats obtenus pour des groupes de micropieux dans l'argile ont montré que l'effet de groupe augmente avec la diminution de l'espacement et l'augmentation du nombre d'éléments; pour les groupes constitués de deux ou trois micropieux on obtient le même effet pour les micropieux avant et arrière.

Dans les sols saturés, l'analyse du comportement des micropieux a été réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis avec une loi de comportement élastoplastique pour les sols. Les résultats de cette analyse ont montré que le couplage fluide - squelette se traduit au début du chargement par une augmentation de la rigidité des micropieux. Les variations de la pression d'eau sont localisées au voisinage de la partie supérieure des micropieux. Du fait que l'écoulement d'eau s'effectue radialement

et verticalement, la dissipation de la pression interstitielle est relativement rapide, en particulier pour les micropieux isolés (pour un sol ayant une perméabilité de 10^{-7} m/s, la stabilisation est observée après 2,5h du chargement pour un micropieu isolé et de 9h pour un groupe de 4 micropieux ayant un espacement $S = 2B$). Nous avons noté également que l'effet de groupe s'accroît avec la dissipation de la pression interstitielle.

Dans le présent travail, on s'est intéressé aux groupes de micropieux comportant un faible nombre d'éléments (2 à 4). Dans l'avenir, il serait nécessaire d'étendre cette étude aux groupes de micropieux composés d'un grand nombre d'éléments. Il est également souhaitable de considérer d'autres types de chargements, notamment les chargements inclinés et ceux induits par la poussée latérale du terrain.

Références bibliographiques

ADACHI T., KIMURA M., KOBAYASHI H. et MORIMOTO A. (1994) : "Behavior of Laterally Loaded Pile Groups in Dense Sand" Centrifuge 94, Lee et Tan (ed), Singapore, pp. 509-514.

ATUKORALA U. D. et BYRNE P. M. (1984) : "Prediction of (p-y) Curves from Pressuremeter Tests and Finite Element Analyses" Soil Mechanics Serie, N° 66, Departement of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

ATUKORALA U. D., BYRNE P. M. et SHE J. (1986) : "Prediction of the (p-y) Curves from Pressuremeter Tests" Proc. of the Asian Regional Conf. on Geotechnical Problems and Practices in Found. Engineering, Vol. II.

BAGUELIN F. et JEZEQUEL J. F. (1972) : Etude Expérimentale du Comportement de Pieux Sollicités Horizontalement" Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 62, Réf. 1126, 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 SAID 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, I.C.E., Vol. 27, N° 3, pp. 405-434.

BAGUELIN F. et FRANK R. (1980) : "Theoretical Studies of Piles Using the Finite Element Method" Institution of Civil Engineering, Numerical Methods in Offshore Piling. ICE, London, pp.83-91.

BAGUELIN F. (1982) : "Rules of Foundations Design using Self-Boring Pressuremeter Tests Results" Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, pp. 347-360, Editions Technip.

BAGUELIN F., JEZEQUEL J. F. et MEIMON Y. (1985) : "Chargements Latéraux sur un Groupe de Pieux" 11th Int. Conf. Soil. Mech. and Foun. Eng. San Francisco.

BANERJEE P. K. (1976) : "Analysis of Vertical Pile Groups Embedded in Non-Homogeneous Soil" Proc. of the Sixth European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vienna, Austria, Vol. 1.2, pp. 345-350.

BANERJEE P. K. et DRISCOLL R. M. (1976) : "Three-Dimensional Analysis of Vertical Pile Groups" Proc. of the Int. Conf. on Numerical Méthods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, Vol. 1, pp. 438-450.

BANERJEE P. K. et DAVIES T. G. (1978) : "The Behaviour of Axially and Laterally Loaded Single Piles Embedded in Nonhomogeneous 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 Pile Groups" Proc. of the Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, I.C.E., London, pp. 101-108.

BANGRATZ J.L. (1982) : "Calcul Elastique Non-Linéaire d'un groupe de pieux" CR rech. du LR de l'Est parisien.

BARTON Y. O. (1982) : "Laterally Loaded Model Piles in Sand : Centrifuge Tests and Finite Element Analysis" Phd Thesis, Cambridge University, 182p.

BHOWMIK S. K. et LONG J.H. (1991) : "An Analytical Investigation of the Behavior of Laterally Loaded Piles" Proceedings, ASCE Geotechnical Engineering Congress, Geotechnical Special Publication, N° 27, Vol. II, pp. 1307-1318.

BIOT M.A. (1941) : "General Theory of Three Dimensional Consolidation" J. of Applied Phys.; Vol. 12, pp. 155-164.

BIOT M.A. (1941b) : "Consolidation Settlement Under a Rectangular Load Distribution" J. of Applied Phys.; Vol. 12, pp. 426-430.

BOOKER J.R. et SMALL J.C. (1975) : "An Investigation of the Stability of Numerical Solutions of Biot's equations of consolidation" Int. J. Solids structures (11), pp 907-917.

BOURGES F. et FRANK R. (1989) : "Fondations Profondes" Les Techniques de L'ingénieur, N° C128, Traité Construction, Article C248-249.

BROWN D. A., REESE L. C. et O'NEILL M. W. (1987) : "Cyclic Lateral Loading of a Large-Scale Pile Group" Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol. 113, N° 11, pp.11326-11343, Paper N°21927.

BROWN D. A., MORISSON C. et REESE L. C. (1988) : "Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand" Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol.114, N°11, pp.1261-1276, Paper N°22927.

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.

BROWN D. A. et SHIE C. F. (1991) : "Some Numerical Experiments With a Three Dimensional Finite Element Model of a Laterally Loaded Pile" Computers and Geotechnics, Vol.12, N° 2, pp.149-162.

BUDHU M. et DAVIES T.G. (1987) : "Nonlinear Analysis of Laterally Loaded Piles in Cohesionless Soils" Canadian Geotechnical Journal, 24, pp.289-296.

BUDHU M. et DAVIES T. G. (1988) : "Analysis of Laterally loaded Piles in Soft Clay" Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol.114, N° 1, pp.21-39.

CARTER J.P. et BOOKER J.R. (1983) : "Consolidation of Axi-symmetric Bodies Subjected to Non Axi-symmetric Loading" Int. J. Numer. Anal. Methods. Geomech., Vol. 7, N° 2, pp. 273-282.

CRYER C.-W. (1963) : "A Comparison of Three Dimensional Theories of Biot and Terzaghi" Quart. J. Mech. and Applied Math., Vol. 16, pp. 401-412.

DAVIES T.G. et BUDHU M. (1986) : "Non-Linear Analysis of Laterally Loaded Piles in Heavily Overconsolidated Clays" Géotechnique, Vol.36, N° 4, pp.527-538.

DAVISON M. T. (1970) : "Lateral Load Capacity of Piles" Highway Research Read N° 333, pp. 104-112.

DE BUHAN P. et MAGHOUS S. (1997) : "Application d'un Modèle de Plasticité Homogénéisée au Calcul des Ouvrages Renforcés par Réseaux de Micropieux" Rapport de recherche, Projet National FOREVER, France.

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. Liaisons Labo. Ponts et Chaussées, N° 162, pp. 3-12.

FARUQUE M. O. et DESAI C. S. (1982) : "3-D Material and Geometric Nonlinear Analysis of Piles" Proc. of the Second Int. Conf. on Num. Methods in Offshore Piling, University of Texas, Austin, Texas, pp. 553-576.

FENOUX G. (1976) : "Les pieux Aiguilles I.M." Construction T XXXI, N° 6 (juin).

FOCHT J. A. et KOCH K. J. (1973) : "Rational Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Groups" Proc. of the Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol 2, pp. 701-708, Paper OTC 1896.

FRANK R. (1984) : "Etude Théorique des Fondations Profondes et d'Essais en Place par Autoforage dans les LPC et Résultats Pratiques (1972-1983)" Rapport de Recherche LPC, N° 128.

GAZIOGLU S. M. et O'NEILL M. W. (1984) : "Evaluation of (p-y) Relationships in Cohesive Soils" Proc. of a Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations, Ed. ASCE, San Francisco, California.

GEORGIADIS M., ANAGNOSTOPOULOS C. et SAFLEKOU S. (1991) : "Interaction of Laterally Loaded Piles" Proc. of the Int. Conf. on Deep Foundations, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 177-184, ENPC Press.

GIBSON R. E. (1974) : "The Analytical method in soil mechanics" *Geotechnique*, 24(2), pp. 115-140.

HAAHR F. (1986) : "Centrifuge Tests with Cyclic Laterally Loaded Restrained Model Piles in Sand" *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Technical University of Denmark, P. 51, Appendix p.117.

HAAHR F. (1988) : "Finite Element Analysis of Group Effect for laterally Loaded Piles Using the Program PLANET" *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Technical University of Denmark.

HAAHR F. et HANSEN B. (1989) : "Group Effect for Laterally Loaded Piles in Sand" *Proc. of the Twelfth Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Engineering (I.C.S.M.F.E)*, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 427-432.

HAGE-CHEHADE F. et MEIMON Y. (1992) : "Semi-analytical Finite Element Technique for the Consolidation of Elastoplastic Axisymmetric Media" *Proceeding of the Fourth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics-NUMOG IV/SWANSEA/24-27 August 1992*, Vol.1, pp. 463-472

HAGE-CHEHADE F., MEIMON Y., et SHAHROUR I. (1991) : "Validation of FEM Calculations for Piles Under Lateral Loading" *Computers and Structures*, Vol.41, N° 3, pp.475-482.

HARIHARAN M. et KUMARASAMY K. (1982) : "Analysis of Pile Groups Subjected to Lateral Loads" *Proceedings of the Third International Conference on Behaviour of Offshore Structures*, Cambridge, Massachusetts, Vol. 2, pp. 383-390.

HETENYI M. (1946) : "Beams on Elastic Foundation" *University of Michigan Press*, Ann Arbor, Michigan.

HULL T. S. (1987) : "The Static Behaviour of Laterally Loaded Piles" *PHD Thesis*, University of Sydney, Australia.

HWANG C.T., MORGENSTERN N.R. et MURRAY D.W. (1971) : "On Solutions of Plane Strain Consolidation Problems by Finite Element Method" *Can. Geotech. j.*, Vol. 8, pp. 109-117.

HWANG C.T., MORGENSTERN N.R. et MURRAY D.W. (1972) : "Application of the Finite Element Methode to Consolidation Problems" *First Int. Conf. Num. Meth. Geomech.*, Vicksburg, pp. 739-760.

IWABUSHI S. (1979) : "Root Pile for Slope Stabilization" *Comptes-rendus, Colloque International, Renforcement en Place des Sols et des Roches*, Paris, Press de l'ENPC.

KIMURA M., YASHIMA A. et SHIBATA T. (1990) : "Analysis of Laterally Loaded Single Pile" *Proc. of the Conf. on Deep Foundation Practice*, Singapore, Malaysia, pp. 111-118, Broms B.B. Editor.

KOOLJMAN A. P. (1989) : "Comparison of an Elastoplastic Quasi Three-Dimensional Model for Laterally Loaded Piles With Field Tests" Proc. of the 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics (NUMOG III), Niagara Falls, Canada (1989), pp. 675-682.

KUBO J. (1965) : "Experimental Study of the Behaviour of Laterally Loaded Piles" Proc. of the 6th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, pp. 275-279.

KULKARNI K., CHANDRASEKARAN V. et KING G. (1985) : "Centrifugal Model Studies on Laterally Loaded Pile Groups in Sand" 11th C.S.M.F.E, San Francisco, Vol. 2, pp. 1113-1116.

LEUNG C. F. et CHOW Y. K. (1987) : "Response of Pile Groups Subjected to Lateral Loads" Int. Journal for Num. and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 11, pp. 307-314.

LEVACHER D. (1989) : "Groupe de Pieux Sollicités latéralement : Analyse et Réflexions en vue d'une Etude Paramétrique en Centrifugeuse, Rapport interne L.C.P.C, M.E.C N° 89.90, 29p.

LIZZI F. (1982) : "Static Restoration of Monuments" Sageb Publisher , Genova.

LIZZI F. (1985) : "Underpinning" Edited by S. Thorburn and Hutchison, Surrey University Presse.

LIZZI F. (1988) : "The Consolidation of the Leading Tower of Pisa and the Preservation of the Venice Lagoon" Geotechnical aspects of restoration works on infrastructures and monuments, Bangkok, pp. 17-33.

MALEKI K. (1995) : "Contribution a l'Etude du Comportement des Micropieux Isolés et en Groupe" Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

MANDEL J. (1953) : "Consolidation des sols (Etude Mathématique)" Géotechnique, Vol. 3, pp. 287-299.

MANDEL J. (1957) : "Consolidation des Couches d'Argile" Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 1, pp. 360-367.

MATLOCK H. et REESE L. C. (1960) : "Generalised Solutions for Laterally Loaded Piles" J. of Soil Mech. and Foundation Div., Am. Soc. of Civ. Eng. 86, N° SM5, pp. 63-91.

MATLOCK H. et REESE L. C. (1961) : "Foundation Analysis of Offshore Pile-Supported Structures" Proc. of the 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Dunod, Paris, France, Vol. 2, pp. 91-97.

MATLOCK H. (1970) : "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay" Proc. of the Second Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, pp. 577-594, Paper OTC 1204.

- McVAY M., BLOOMQUIST D., VANDERLINDE D. et CLAUSEN J. (1994) :** "Studies on Laterally Loaded Pile Groups in Sands" Centrifuge 94, Lee & Tan (ed), Singapoure, pp. 479-484.
- McVAY M., CASPER R. et SHANG T. I. (1995) :** "Lateral Response of Three-Row Groups in Loose to Dense Sands at 3D and 5D Pile Spacing" Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, N° 5, pp. 436-441.
- MEIMON Y., BAGUELIN F. et JEZEQUEL J. F. (1986) :** "Pile Group Behaviour Under Long Time Lateral Monotonic and Cyclic Loading" Proc. of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, France, pp. 285-302, Technip Editor
- 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.
- MEZAZIGH S., LEVACHER D. et GARNIER J. (1990) :** "Comportement d'un Couple de Pieux Sollicité Latéralement" Premières journées Inter-Universitaires, Génie Civil - Génie Côtier, Le Havre, pp. 149-160.
- MEZAZIGH S. (1995) :** "Etude Expérimentale de Pieux Chargés Horizontalement : Proximité d'un Talus et Effet de Groupe" Thèse de Doctorat, Université de Nante.
- MINDLIN R. O. (1936) :** "Force at a Point in the Interior of a Semi-infinite Solid" J. Physics, Vol. 7, pp. 195-202.
- MURCHISON J. M. et O'NEILL M. W. (1984) :** "Evaluation of (p-y) Relationships in Cohesionless soils" Proc. of a Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations, Ed. ASCE, San Francisco, California.
- NUNEZ I., PHILIPS R., RANDOLPH M. et WESSELINK B. (1988) :** "Modeling Laterally Loaded Piles in Calcareous Sand" Centrifuge 88, Corté (ed), Balkema, Rotterdam, Paris, pp. 371-381.
- O'NEILL W.M., GHAZZALY O. I. et HA H. B. (1977) :** "Analysis of Three-Dimensional Pile Groups with Nonlinear Soil Response and Pile-Soil-Pile Interaction" Proc. of the Ninth Annual Offshore Technology Conference, Hoston, Texas, Vol. II, pp. 245-256.
- O'NEILL M. W. et MURCHISON J. M. (1983) :** "An Evaluation of p-y Relationships in sands" Research Report N° GT-DF02-83, Departement of Civil Engineering, University of Houston, Houston, Texas.
- PARKER F. et REESE L. C. (1970) :** "Experimental and Analytical Study of Behaviour of Single Piles in Sand Under Lateral and Axial Loading" Research Report N° 117-2, Center of Highway Research, The University of Texas, Austin, Texas.

POULOS H. G. (1971a) : "Behaviour of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles" Journal of Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 97 SM5.

POULOS H. G. (1971b) : "Behavior of Laterally-Loaded Piles II-Pile Groupes" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 97, N° SM5, pp. 733-751.

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. (1975) : "Lateral Load-Deflection Prediction for Pile Groups" Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E., Vol. 101, N° GT1, pp. 19-34.

POULOS H. G. (1982b) : "Developments in the Analysis of Static and Cyclic Lateral Response of Piles" Proc. of the Fourth Int. Con. in Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, Vol. 3, pp. 1117-1135.

POULOS H. G. et RANDOLPH M. F. (1983) : "Pile Group Analysis : A Study of Two Methods" Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol.109, N°3, pp.355-372.

POULOS H. G. et DAVIES E. H. (1990) : "Pile Foundation Analysis and Design" Robert E. Kriger Publishing Company, Malibar, Florida.

POULOS H. G. (1992a) : "Analytical Geomechanics in Foundation Engineering - a Study of Laterally Loaded Piles" Research report N°R330, Centre for Geotechnical Recherche, The University of Sydney.

POULOS H. G. et CHEN L. (1993) : "Analysis of Pile-Soil Interaction Under Lateral Loading Using Infinite and Finite Elements" Computers and Geotechnics, Vol, N°15, pp.149-162.

RANDOLPH M. F. (1977) : "A Theoretical Study of the Performance of Piles", PHD Thesis, Departement of Engineering, University of Cambridge, England, 260p.

RANDOLPH M. F. (1981) : "The Response of Flexible Piles to Lateral Loading" Geotechnique, I.C.E., Vol.31, N° 2, pp.247-259.

RANDOLPH M. F. (1985) : "Analysis and Design of Pile Groups using a Microcomputer" Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics; Nagoya, pp.1707-1714.

REESE L. C. et MATLOCK H. (1956) : "Nondimensional solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth" Proc. of the Eighth Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Special Publication N° 29, Bureau of Engineering Research, University of Texas, Austin, Texas.

REESE L. C., COX W. R. et KOOP F. D. (1974) : "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand" Proc. of Sixth Annual Offshore Technology Conference, Vol. 2, Paper N° 2080, Houston, Texas.

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 Technology Conf., Houston, Texas, pp. 473-483.

REESE L. C. (1977) : "Laterally Loaded Piles : Programm Documentation" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N° GT4, pp. 287-305.

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 Foundation : Analysis and Performance, ASTM, STP. 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 Geotechnical Journal. Vol. 22, N° 4, pp. 518-527.

ROBERTSON P. K., HUGHES J. M. O., CAMPANELLA R. G., BROWN P. T. et Mc KEOWN S. (1986) : "Design of Laterally Loaded Piles Using the Pressuremeter" Second International Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications, College Station, Texas, pp. 443-457, ASTM, STP.950, Briaud J. L. and Audibert J. M. E. Editors.

SANDHU R.S. et WILSON E.L. (1969) : "Finite Element Analysis of Seepage in Elastic Media" J. Eng. Mech. Div., Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., E.M. 3, pp. 641-652.

SCHIFFMAN R.L., CHEN A.T.F. et JORDAN J.C. (1969) : "An Analysis of Consolidation Theories" J. S.M.F.D., Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., Vol. 95, n° SM1, pp. 285-311.

SHAHROUR I. (1989) : "Evaluation des Méthodes de Calcul des Pieux Chargés Latéralement" Rapport de l'Institut Français du Pétrole, n° 37226, Juin 1989.

SHAHROUR I. (1992) : "PECPLAS : A Finite Element Software for the Resolution of Earthwork Problems" Actes du Colloque International Géotechnique, Informatique, Edition Press ENPC, Paris, pp.327-334, Sept 1992.

SHIBATA T., YASHIMA A., KIMURA M. et FUKADA H. (1988) : "Analysis of Laterally Loaded piles by Quasi-Three-Dimensional Finite Element Method" Proceeding of the Sixth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria, Vol. 2, pp. 1051-1058.

TAMURA A., OZAWA Y., SUNAMI S. et MURAKAMI S. (1982) : "Reduction in Horizontal Bearing Capacity of Pile Group" Proc. of the Fourth Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, Vol. 2, pp. 865-874.

TERASHI M., KITAZUME M. et KAWABATA K. (1989) : "Centrifuge Modelling of a Laterally Loaded Pile" Proc. of the Twelfth Int. Conf. on sol Mech. and Found. Eng. (I.C.S.M.F.E.), Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 991-994.

TERZAGHI K. (1943) : "Theoretical Soils Mechanics" John Wiley and Sons, New York.

TROCHANIS A. M., BIELAK J. et CHRISTIANO P. (1991) : "Three-Dimensional Nonlinear Study of Piles and Simplified Models" Proceedings, ASCE Geotechnical Engineering Congress, Geotechnical Special Publication, N° 27, Vol. I, pp. 356-366.

WALLIAPPEN S., LEE I.K. et BOONLUALOHR P. (1974) : "Finite Element Analysis of Consolidation Problem. Finite Element Methods in Flow Problems" Ed; J.T. ODEN, O.C. ZIENKIEWICZ, R.H. CALLAGHER et C. TAYLOR, University of Alabama.

YEGIAN M. et WRIGHT S. G. (1973) : "Lateral Soil Resistance-Displacement Relationships for Pile Foundation in Soft Clays" Proceeding of the Fifth Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol.2, pp.663-676, Paper OTC 1893.

YUN-MEI H. et YA-LING C. (1997) : "Simplified Method For Analyzing Laterally Loaded Single Piles in Clays" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, N° 11, pp. 1018-1029.

ZIENKIEWICZ O.C. (1971) : "The Finite Element Method in Engineering Science" MAC CRAW Hill, London.

ZIENKIEWICZ O.C. (1971) : "Transient and Coupled Phenomena in Finite Element Analysis" Lect. NATO Adv. Study Inst., Finite Element Cont. Mech., Lisbonne.

ZIENKIEWICZ O.C. et NAYLOR O.J. (1971) : "Discussion of the Adaptation of Critical State Soil Mechanics Theory for Use in Finite Elements" Proc. Roscos Memorial Symposium, FOULIS Henley-on-Thames, Oxfordshire, R.U., pp. 537-547.

