



**HAL**  
open science

## Micropieux et reprise en sous oeuvre des fondations

Émilce Ligneau

► **To cite this version:**

Émilce Ligneau. Micropieux et reprise en sous oeuvre des fondations. Génie civil. 2011. dumas-01537901

**HAL Id: dumas-01537901**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01537901>**

Submitted on 13 Jun 2017

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

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

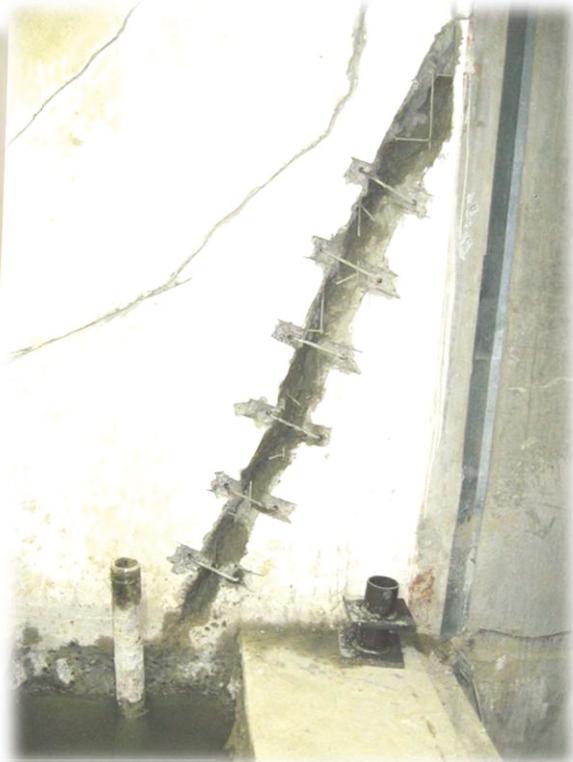


**MEMOIRE 2010**

Présenté au

**IPST- CNAM**

INSTITUT DE LA PROMOTION SUPERIEURE DU TRAVAIL  
CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS



Par : Emilce Ligneau

Sujet : Micropieux et Reprise en sous œuvre des fondations

Jury : M. Cazenave, M. Lorrain, M.Galaup, M. Mullton

## Table des matières

1	CHAPITRE 1 .....	7
1.1	Réhabilitation des fondations .....	7
1.1.1	Diagnostic .....	7
1.1.2	Les techniques les plus utilisées .....	8
1.2	Description des désordres et diagnostic Villa Gaugler .....	15
1.2.1	Description des lieux .....	15
1.2.2	Description des désordres.....	15
1.2.3	Diagnostic .....	17
1.2.4	Principes de confortement.....	18
1.3	Conclusion .....	18
2	CHAPITRE 2 .....	19
2.1	Systèmes de micropieux .....	19
2.1.1	Généralités sur les micropieux .....	19
2.1.2	Présentation des micropieux .....	23
2.2	Liaison micropieu-structure .....	33
2.2.1	Généralités.....	33
2.2.2	Techniques de liaison.....	33
2.3	Dispositions particuliers.....	45
2.4	Projet de réparation « Villa Gaugler ».....	47
2.4.1	Solution proposé par le bureau d'études géotechniques : .....	47
2.4.2	Le chantier travaux de reprise en sous-œuvre .....	48
2.5	Conclusion .....	51
3	CHAPITRE 3 .....	52
3.1	Comportement sous chargement axial d'un micropieu isolé .....	52
3.1.1	Comportement expérimental : .....	52
3.1.2	Interprétation théorique : .....	53
3.2	Dimensionnement des micropieux.....	55
3.2.1	Introduction .....	55
3.2.2	Calculs des micropieux soumis au chargement axial.....	56
3.2.3	Situations et actions .....	56
3.2.4	Calcul de la charge limite du micropieu .....	59
3.2.5	Justifications du micropieu vis-à-vis du sol .....	62
3.2.6	Essais statiques et dynamiques .....	64
3.3	Conclusion .....	65

4	CHAPITRE 4 .....	66
4.1	Comportement sous chargement transversal d'un micropieu isolé .....	66
4.2	Cas d'un pieu sollicité en tête et soumis à des poussées latérales .....	68
4.2.1	Calcul d'un micropieu isolé soumis en tête à un moment $M_0$ et un effort $T_0$ ( $gz = 0$ ) .....	69
4.2.2	Calcul d'un micropieu isolé soumis à des poussées latérales.....	76
4.2.3	Recommandations : .....	77
4.3	Prise en compte de l'interaction micropieu-structure .....	78
4.4	Conclusion .....	80
5	CHAPITRE 5 .....	81
5.1	Chargement combiné .....	81
5.1.1	Influence de l'inclinaison des micropieux.....	81
5.1.2	Influence de l'inclinaison du chargement pour un micropieu vertical.....	82
5.2	Flambement .....	83
5.2.1	Définitions et généralités .....	83
5.2.2	Modélisation du flambement d'un micropieu dans un sol élastique sous chargement axial .....	84
5.2.3	Méthodes de justification de la stabilité de forme de micropieux sous chargement axial .....	92
5.3	Recommandations .....	93
5.4	Tassement d'un micropieu isolé .....	94
5.5	Calcul d'un micropieu « chantier de restauration PC Fousseret ».....	95
5.6	Conclusion .....	99
6	CHAPITRE 6 .....	100
6.1	Groupes de micropieux .....	100
6.2	Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe.....	100
6.2.1	Modification sous sollicitations axiales.....	100
6.2.2	Modification sous des efforts horizontaux.....	103
6.3	Analyse des résultats expérimentaux .....	104
6.4	Recommandations sur la portance des groupes de micropieux.....	112
6.5	Conclusion .....	113
7	CHAPITRE 7 .....	114
7.1	Réseaux de micropieux.....	114
7.2	Analyse des résultats expérimentaux .....	114
7.3	Conclusions.....	119
8	CONCLUSIONS GENERALES .....	120

9	Bibliographie .....	121
10	ANNEXES .....	122
10.1	Annexe A .....	122
10.2	Annexe B .....	123
10.3	Annexe C .....	125
10.4	Annexe D .....	127
10.5	Annexe E .....	129

## Résumé :

---

Présenté en sept chapitres ce mémoire concerne les techniques de reprise en sous œuvre des fondations, en particulier la technique de micropieu.

Dans le premier chapitre on présentera la façon d'établir un diagnostic de l'état des fondations et une description des quelques techniques couramment utilisées pour la reprise en sous œuvre des fondations.

Le second chapitre présentera les caractéristiques des micropieux, leurs méthodes de réalisation et leurs liaisons avec la structure.

Le comportement des micropieux et leurs calculs sont abordés dans les troisième, quatrième et cinquième chapitres pour le micropieu isolé, on traite le comportement sous chargement vertical et horizontal.

Une présentation du comportement sous charge vertical et horizontal des groupes des micropieux est donnée dans le sixième chapitre.

Le septième chapitre est consacré à une présentation des résultats des essais sur des réseaux de micropieux pour analyser leur comportement en charge.

## Introduction :

---

Dans le monde de la construction nous rencontrons des cas où la structure a subis des dommages dus à une mauvaise conception des fondations. En effet une mauvaise évaluation du sol entraîne un mauvais choix du système de fondation.

Le but de ce mémoire est d'« observer » les techniques de « réparation » des fondations, pour réussir à mieux conseiller le client au moment de la conception initiale, mais aussi au moment de choisir la solution pour la réhabilitation. Parmi les techniques de reprise en sous œuvre des fondations, on a développé celle des micropieux.

La technique des micropieux a été utilisée initialement en Italie dès les années 50 par Lizzi sous l'appellation de « palli radice » ou pieux racines qui sont des pieux forés de petits diamètres scellés au terrain par un mortier. Par la suite, sont apparus des micropieux injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées.

Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous œuvre de bâtiments ou d'ouvrages : la légèreté et le faible encombrement des matériels utilisés s'adaptait particulièrement bien aux conditions d'intervention.

Par la suite, le domaine d'application de cette technique s'est élargi aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section. Elle peut également être adaptée pour des ouvrages transmettant des efforts alternés de traction-compression.

Les micropieux représentent un type de fondation profonde qui se caractérise, en particulier, par un diamètre relativement faible (25cm ou moins).

Une caractéristique importante des micropieux est qu'ils sont généralement utilisés en grand nombre et placés assez proches les uns des autres en groupe (inclusions verticales) ou en réseau (inclusions inclinées). Le dimensionnement de ces structures nécessite alors la prise en compte des effets d'interaction entre les inclusions, appelés de manière générique « effets de groupe » (ou de réseau).

Ces effets sont dus aux interactions entre les micropieux ainsi qu'à l'évolution des caractéristiques de la zone du sol entourant le micropieu lors des phases d'installation des inclusions adjacentes (modification de densité, des états de contraintes) et du chargement du groupe.

Il semble important d'analyser la technique de micropieux sous le regard des travaux de recherche du projet national FOREVER, opération du Réseau génie civil et urbain, dont l'objectif a été de promouvoir l'utilisation des micropieux, notamment en groupes et réseaux, en établissant des bases expérimentales et théoriques adaptées à leurs spécificités.

# 1 CHAPITRE 1

## 1.1 Réhabilitation des fondations

Quelles que soient la nature et l'époque de la construction, avant toute chose, il est essentiel d'effectuer un diagnostic aussi précis que possible sur l'état des fondations de l'ouvrage considéré.

La plupart des travaux qui viennent affecter les fondations des ouvrages existants comportent toujours un risque de légers mouvements du bâtiment, surtout si c'est l'aggravation de tassements différentiels qui justifie l'intervention. Un étaielement s'avère souvent nécessaire, et le suivi constant de l'évolution des fissures est obligatoire.

### 1.1.1 Diagnostic

Il doit être réalisé dans tous les cas et plus particulièrement :

- Lorsque dans la structure du bâti on rencontre des désordres tels que l'apparition de fissures, des phénomènes de tassements différentiels,
- Lorsque l'on désire intervenir au niveau du sous-sol de l'immeuble : en effet, à l'heure actuelle pour obtenir la délivrance du permis de construire, il est de plus en plus imposé par la municipalité que des emplacements de stationnement soient réalisés en infrastructure,
- Dans le cas d'alourdissement de la structure (remplacement de planchers, changement de destination de l'ouvrage bureau-logement et réciproquement).

#### Evaluation des caractéristiques de la structure de l'immeuble et de son environnement

Il faudra effectuer un examen tout d'abord visuel de l'immeuble. Il pourra consister à vérifier la structure de l'immeuble :

- Type de construction (bois, maçonnerie, métallique, béton armé ...),
- Repérage de la structure des sous-sols éventuels (caves...), présence de voûtes en maçonnerie, planchers métalliques, bois...,
- Nature et état des matériaux constituant « l'infrastructure ».

L'examen de « l'environnement » de l'immeuble peut également apporter des renseignements précieux sur les travaux à réaliser :

- Caractéristiques du terrain (zone excavée, remblayée...),
- Etat des réseaux,
- Etat des constructions voisines,
- Travaux récents réalisés dans le voisinage,
- Présence d'eau dans le sol.

#### Pathologie visible de la structure

On vérifiera :

- La présence et l'état de la déformation des structures (flèche exagérée dans les planchers...),

- Présence de lézardes sur les murs porteurs et les cloisons,
- Si possible on cherchera à connaître la date d'apparition des désordres voire même de leur aggravation.

Dans le cas de la présence de fissures au niveau de la structure, on suivra leur évolution par la mise en place de témoins.

### Examen des fondations et du terrain

Ce type d'investigation indispensable doit être réalisé par des professionnels car la plus grande prudence doit être de mise afin de ne pas provoquer de désordres dans le bâti.

Nous pourrions ausculter :

Le ou les systèmes de fondation en vérifiant leur constitution ainsi que leur état ; leur dimensionnement en s'assurant qu'il sera compatible avec les charges à reprendre ;

La constitution du terrain (épaisseur et résistance des diverses couches), le niveau de la nappe phréatique ainsi que les éventuelles venues d'eaux et leurs causes.

#### **1.1.2 Les techniques les plus utilisées**

Nous allons voir maintenant différentes techniques à mettre en œuvre quand les fondations de l'ouvrage à réhabiliter ne sont pas capables de reprendre l'ensemble des charges qui leur sont ou leur seront appliquées :

Lorsque l'on a affaire à un système de fondations superficielles et si l'on n'a pas à modifier de manière conséquente l'infrastructure du bâtiment, les techniques de reprise en sous-œuvre sont envisageables. Il faudra toutefois s'être assuré que nous ne sommes pas non plus en présence de difficultés majeures, à savoir :

- Nappe phréatique très importante qu'il serait risqué de rabattre,
- Terrains de mauvaise tenue dont le soutènement provisoire durant les opérations de reprise en sous œuvre serait risqué tant pour les différents intervenants (sécurité du chantier) que pour l'immeuble à conforter, voire même les immeubles avoisinants.

#### **Technique des panneaux alternés**

En prenant en compte le phénomène du comportement des matériaux, « l'effet de voûte » qui se crée dans une maçonnerie au dessus d'un vide de faible portée, on exécute des puits alternés permettant d'accéder aux couches de terrains capables de reprendre le poids de la structure. Figure 1-1

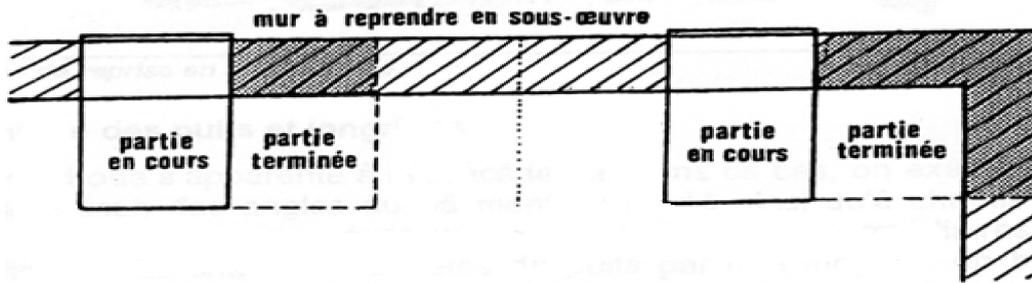


FIGURE 1-1 Schéma de principe pour l'avancement d'une reprise en sous œuvre par puits alternés (vue en plan)

Ensuite on réalise un tronçon de semelle de fondation sur lequel on effectue un panneau soit en maçonnerie, soit encore en béton armé en attachant un soin particulier à la liaison avec les anciens éléments de fondation. A ce sujet, et parmi les différentes possibilités qui nous sont offertes, nous pourrions retenir la mise en œuvre de mortier à retrait compensé.

Le tronçon adjacent ne sera entrepris que lorsque le premier tronçon sera apte à reprendre les efforts pour lesquels il est destiné.

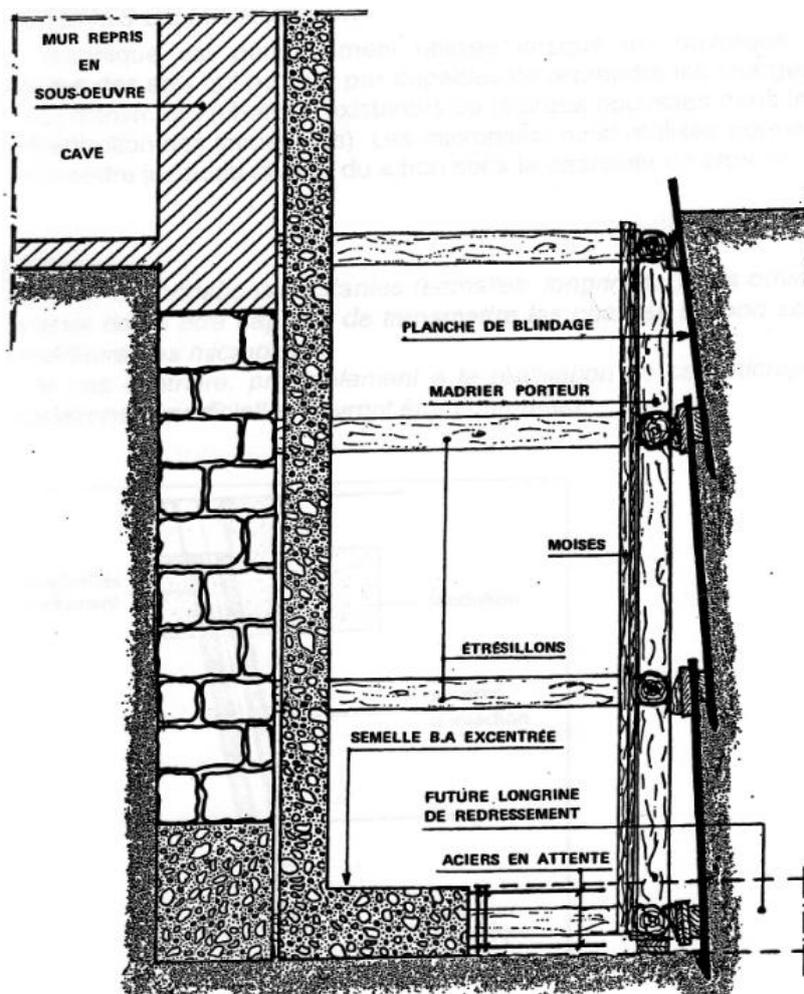


FIGURE 1-2 Principe de reprise en sous œuvre

## Technique des puits et longrines

Elle est similaire à la précédente. On exécute des puits à chacun des angles du bâtiment concerné ainsi qu'à chacun des points dits « singuliers » et éventuellement à des points intermédiaires.

On relie ensuite chacune des têtes de puits par une longrine en béton armé sur laquelle viendra ensuite reposer la fondation existante de l'ouvrage concerné.

## Pieux et micropieux

### Systèmes de micropieux

Les micropieux permettent de transmettre jusqu'au niveau de « bon sol » la descente de charge lorsque les ouvrages sont fondés sur des sols qui ne sont pas capables de reprendre les charges qui leur sont transmises (charges existantes ou charges nouvelles dans le cas de redistribution des immeubles).

### Attention :

Le système de fondations existantes (semelles, longrines...) des ouvrages considérés devra être capable de transmettre les charges au bon sol par l'intermédiaire des micropieux.

Dans le cas contraire, préalablement à la réalisation de ces micropieux, les fondations superficielles devront être confortées.

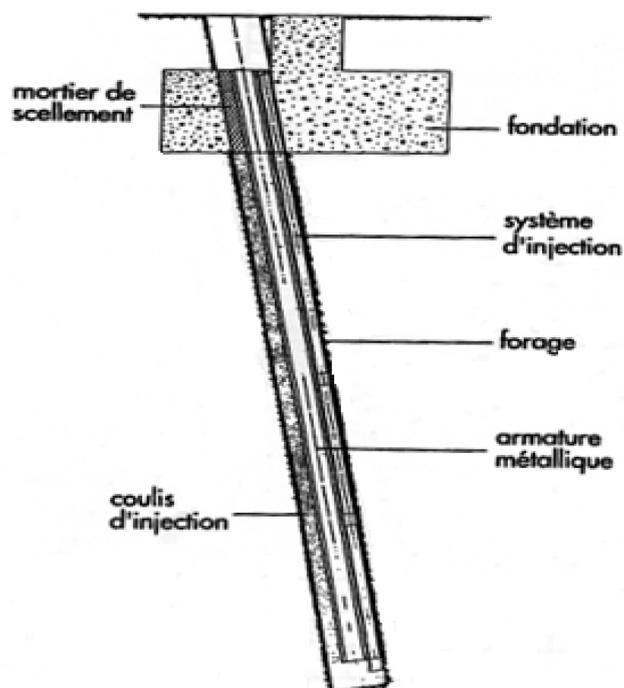


FIGURE 1-3 Principe de reprise des fondations par micropieux

Cette solution qui fait intervenir du matériel bien spécifique (matériel de forage), sera retenue lorsque l'étude de sol aura démontré que le « bon sol » est à une profondeur telle que la réalisation de puits deviendrait totalement inadaptée.

### Remarque :

Il faudra être très vigilant pour ne pas provoquer para la suite des tassements différentiels de l'ouvrage concerné. En particulier lorsque la mise en œuvre de micropieux n'intéressera qu'une partie de l'ouvrage à reprendre (il n'est jamais bon d'avoir plusieurs niveaux différents de fondations pour un même ouvrage).

### Pieux enfoncés par vérins

On enfonce des éléments en béton armé à force par tronçons successifs, le premier élément présentant une forme pointue, renforcée afin de faciliter la pénétration dans le sol. Les éléments suivants se placent par emboîtement. Notons que ce système ne nécessite pas la mise en œuvre d'un matériel important et peut de ce fait être utilisé sur des chantiers réduits. Il ne cause ni bruit, ni vibration, ni choc : qualités particulièrement appréciées en site urbain. Il supprime également tout risque de décompression du sol et les vérins permettent de connaître les forces mobilisées.

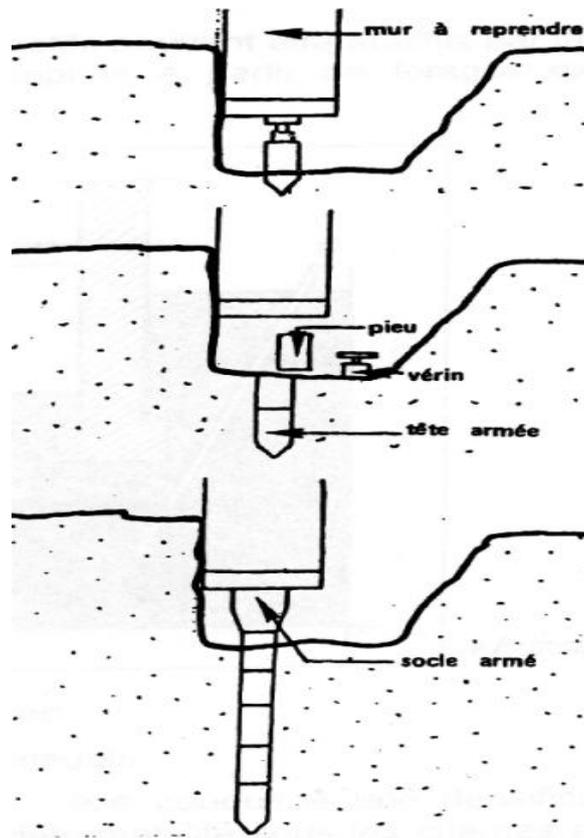


FIGURE 1-4 Différente phase d'exécution : pieux forés par vérins

### Pieux forés encadrant le mur

Ce procédé est plus rarement employé car il nécessite un accès de part et d'autre de l'ouvrage à reprendre. A l'abri d'une fouille blindée, des pieux forés sont réalisés par paire, perpendiculairement de part et d'autre du mur. On exécute ensuite un chevêtre qui reporte les charges de murs sur ces pieux.

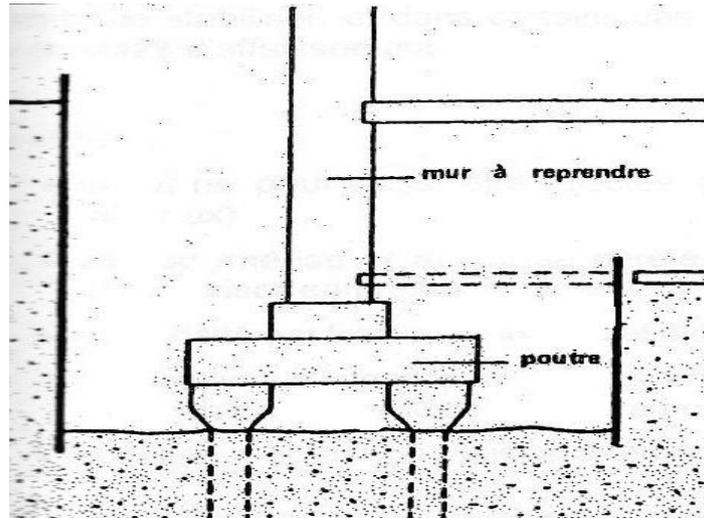


FIGURE 1-5 Pieux forés encadrant le mur : pieux terminés dans une fouille blindée

### Traitements des sols par des procédés d'injection

Parmi les différents procédés de traitement des sols en place, nous pourrions retenir :

- Les systèmes de consolidation mécanique,
- L'étanchement des terrains à l'égard des eaux qui s'y infiltrent ou qui les baignent.

De tels objectifs peuvent être atteints par la mise en œuvre :

- d'injections de coulis appropriés à partir de forages exécuter au sein des terrains considérés,

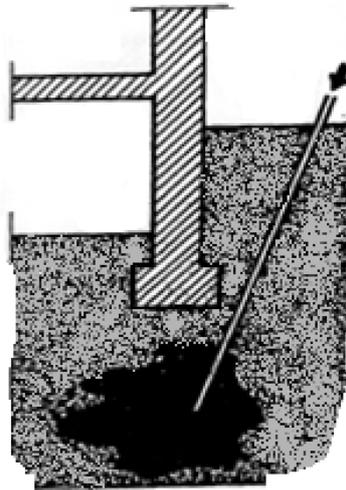


FIGURE 1-6 Principe de l'injection

- d'injection de résine expansive :

Le traitement du sol sous les fondations par injection de résine expansive permet de stabiliser, et dans certains cas de relever, un bâtiment affaissé ou en cours d'affaissement.

En effet :

- la résine peut aussi être injectée dans des sols fins (limoneux à argileux)
- elle polymérise et atteint sa dureté optimale rapidement, elle peut polymériser en présence d'eau
- sa densité est très inférieure à celle du béton (de l'ordre de dix fois)
- la pression d'injection est moins importante que la pression de la réaction chimique. Cette dernière peut dépasser 100t/m<sup>2</sup>
- la résine a autant de résistance en compression qu'en traction.

De par ses caractéristiques, la résine expansive est utilisée, non seulement pour remplir les vides, mais également pour compacter les sols à faible résistance mécanique.

Description de la méthode :

#### Consolidation superficielle

Pendant cette phase la résine est injectée dans la zone située directement sous les fondations. Cela permet de rétablir le contact sol-fondation et de remplir les vides macroscopiques éventuellement présents. Ces injections améliorent aussi les caractéristiques mécaniques du sol sous fondations en augmentant sa résistance à la rupture et au cisaillement.

#### Consolidation en profondeur

Lors de cette phase, les injections sont exécutées plus en profondeur et spécifiquement dans la zone d'influence soumise aux descentes de charge : le bulbe des contraintes verticales (voir annexe A). L'évaluation de la zone à traiter, les modalités d'injection, le maillage et la profondeur des injections sont étudiés de façon spécifique pour chaque cas. Les paramètres à prendre en compte sont : la nature du sol, ses caractéristiques (plasticité, degré organique, caractéristiques mécaniques...), la profondeur de la zone à traiter, mais également le type et l'état de la structure qui repose sur ce sol. Ces données proviennent des études géotechniques réalisées par des entreprises spécialisées ainsi que des rapports techniques issus des experts.

Cette phase d'intervention entraîne la consolidation du sol de fondation, obtenue par traitement des couches sous-jacentes, grâce à :

- La diminution de l'indice des vides par remplissage et compactage ;
- L'expulsion d'une partie de l'eau et de l'air dans les sols suffisamment perméables ;
- L'intégration des parties friables.

A chaque phase, l'injection de résine sont poursuivies jusqu'à réaction de l'ouvrage en surface qui est placé sous contrôle laser permanent.

Attention :

- La longueur d'un tirant d'ancrage doit être suffisante pour que le bulbe d'injection intéresse le bon sol. De nombreux accidents ont lieu lors de la mise en tension de ces ouvrages : arrachage du tirant par claquage du bulbe réalisé dans un sol pas assez résistant ;
- A la mise en place de tirants d'ancrages définitifs hors de la limite de propriété !

Tous les types de fondations peuvent être stabilisés : radiers, massifs, semelles filantes, maçonnerie, dallages...

Une étude de sols précise est indispensable pour déterminer la faisabilité d'une injection de résine expansive sous fondation.

L'état général de la structure est également à prendre en compte.

Remarque :

Les injections de résine n'étant pas toujours poursuivies jusqu'au substratum, elles ne créent pas de point dur. Dans certains cas, des traitements partiels peuvent donc être envisagés.

La stabilisation de murs anciens sans fondation est une application qui n'exige pas la mise en œuvre de longrines supplémentaires.

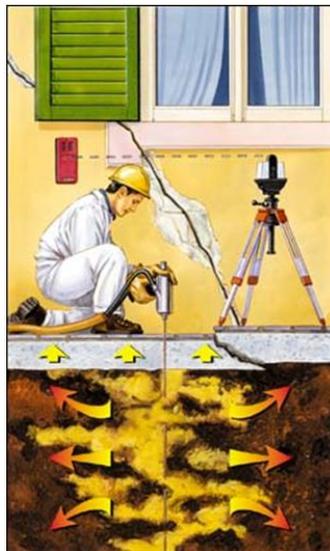


FIGURE 1-7 Principe de l'injection de résine expansive

### **Boulons d'ancrage**

Ils sont généralement :

- De capacité unitaire relativement peu élevée (de l'ordre de quelques tonnes) ;
- De longueur courte (quelques mètres).

Ils sont toujours constitués par une barre ou par un tube généralement en acier et sont le plus souvent passifs : leur mise en tension ne se produisant qu'à la mise en charge même de l'ouvrage.

Ils peuvent néanmoins être mis en précontrainte partielle de façon à assurer leur blocage sur les éléments de structure et diminuer ainsi les éventuels mouvements ultérieurs.

Les boulons d'ancrage pourront être mis en œuvre dans le rocher, les éléments en maçonnerie ou les structures en béton.

## **1.2 Description des désordres et diagnostic Villa Gaugler**

### **1.2.1 Description des lieux**

L'immeuble est une villa de style contemporain construite en bordure du golf de Palmola, à l'extrémité sud de la Forêt de Buzet, dans le devers d'un talus planté de chênes de 10 à 15 m de hauteur. La topographie de la parcelle est en pente vers le Sud-Est ( $\cong 15\%$ ).

La maison est constituée de deux parties :

Un rez-de-chaussée avec plancher bas de type hourdis sur vide sanitaire

Un rez-de-jardin située en contre bas du rez-de-chaussée à -2,8m, avec plancher bas de type dallage sur terre plain et plancher haut de type hourdis.

La villa repose sur des fondations semi-superficielles de type puits reliés par des longrines. Ce mode de fondation a été préconisé par l'architecte à partir d'une étude de sol faite quelques années auparavant pour une autre construction, sur un autre terrain distant de 250m environ.

Aucun joint de déformation n'a été observé entre les deux parties.

Un drain crépiné était visible dans le vide-sanitaire.

### **1.2.2 Description des désordres**

La ville a été construite en 2004

Au niveau des murs périphériques :

Il a été constaté des fissures verticales dans les angles et dans la zone de raccord des longrines et des puits. Des fissures horizontales étaient visibles en façades au niveau de la face supérieure des longrines reliant les appuis isolés.

Au niveau du dallage :

Il a été constaté un dénivellement de 3,5 à 4,5 cm au niveau des angles. Des fissures visibles du carrelage et dans un angle qui traduit un mouvement du même.

L'ensemble des désordres semblait indiquer plusieurs types de mouvements :

Un mouvement du rez-de-jardin et notamment de l'angle Est

Un mouvement du dallage dans une chambre et au niveau de l'angle Nord

Un mouvement différentiel du refend entre la salle de bain et le reste du rez-de-jardin.

Une ouverture sous le rez-de-chaussée constituait une zone privilégiée d'infiltration d'eau dans le vide sanitaire.

Le système de drainage périphérique du rez-de-jardin se situait au-dessus du niveau d'assise de la couche de forme du dallage, favorisant les infiltrations d'eau sous le dallage.

### La première mission de reconnaissance du sol a comporté :

Deux sondages au pénétromètre dynamique de façon à déterminer l'épaisseur des sols meubles et la portance du sol d'assise

Un sondage pressiométrique réalisé en destructif jusqu'à 8m et accompagné de 7 essais pressiométriques standard de façon à déterminer les caractéristiques mécaniques des sols.

Deux fouilles manuelles de reconnaissance une pour le dallage et une autre pour les conditions d'ancrage des longrines sur un des puits de fondation du rez-de-jardin

Une série d'essais en laboratoire afin de qualifier le comportement du sol vis-à-vis des variations de teneur en eau.

### Les observations morphologiques, fouilles et sondages réalisés ont permis de déterminer les éléments suivants :

Nota : les profondeurs ont été mesurées à partir du terrain naturel.

Le terrain d'assise est constitué par des colluvions composées d'argiles limoneuses peu compactes reposant sur le substratum molassique rencontré à partir de 2,1 à 3,6m de profondeur. Ce substratum présentait une frange d'altération moyennement compacte de 1,5m d'épaisseur. Le toit de la molasse saine a été atteint à partir de 4 à 5m de profondeur.

Les puits de fondation étaient encastrés entre 2,5 à 3 m de profondeur. On constate que la villa était fondée au sein de la frange superficielle altérée de la molasse.

Les essais en laboratoire indiquaient que le sol d'assise du dallage (colluvions argileuse) et celui des fondations du rez-de-jardin (molasse altérée), sont très sensibles aux variations hydriques. Le sol d'assise du dallage présentait un potentiel de retrait très élevé, et la molasse altérée un potentiel de gonflement moyennement élevé.

Les sondages ont montré une dessiccation des colluvions et de la molasse altérée jusqu'à 3m de profondeur minimum, liée à la présence de nombreux chênes à proximité.

Le dallage présentait une épaisseur de 10 cm, l'épaisseur de la couche de forme était faible au vu de la nature et des caractéristiques mécaniques du sol d'assise argileux.

Il n'y avait pas de dispositif de blocage de la couche de forme sous le niveau de la base de la longrine. Ce qui favorisait l'infiltration d'eau au sein de la couche de forme.

L'analyse de la portance du sol indiquait que pour que les charges soient entièrement reprises, il était nécessaire que le frottement latéral de ces puits se soit mobilisé au moins partiellement.

La figure 1-8 montre l'état de lieux des fondations et les résultats des sondages.

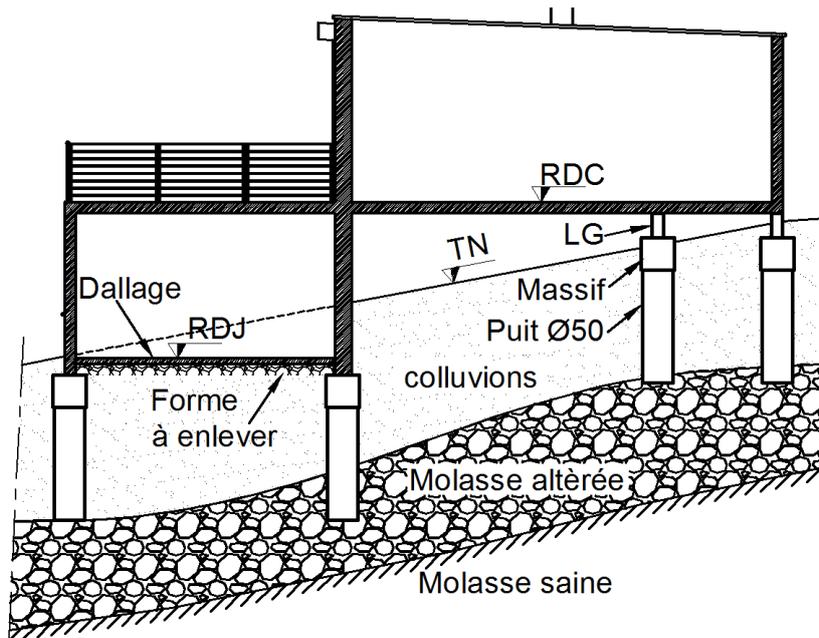


FIGURE 1-8 Etat de lieux des fondations

### 1.2.3 Diagnostic

Désordres liés aux conditions de fondations :

La portance des fondations aurait été assurée par le frottement latéral le long des fûts des puits qui pouvait amener la résistance qui manquait à certains appuis, ceci aurait été valable en supposant que le sol soit dans un état hydrique « normal » (sans tenir compte de la sécheresse). Cependant cette mobilisation du frottement latéral autour du fût nécessitait une déformation de la fondation qui dans ce cas (éléments de petite longueur, encastrement hétérogène, charges hétérogènes) ne pouvait être que préjudiciable en terme de tassement. Ainsi cette fondation par puits était faiblement dimensionnée, semblait avoir été mal conçue ou exécutée, et être une des causes de désordre (tassement différentiel).

La sécheresse, en terme de retrait du sol d'une part sous la pointe des fondations dans les colluvions ou la molasse altérée (tassement) et d'autre part autour du fût des fondations (pas de mobilisation efficace du frottement latéral d'où également tassement), constitue la cause principale des désordres affectant les fondations.

La présence de nombreux chênes à proximité de la villa constitue une cause fortement aggravante des désordres, en augmentant l'amplitude des variations hydriques et la profondeur affectée.

Désordres affectant le dallage :

Compte tenu de la nature plastique et sensible du sol d'assise du dallage, et de l'état desséché des matériaux, la sécheresse, au sens de mouvement du sol liés aux variations hydriques a constitué la cause principale des désordres qui ont affecté le dallage. Il s'agissait d'un problème de conception, le dallage sur terre-plein n'était pas adapté aux sols sensibles à la sécheresse.

La couche de forme a été sous-dimensionnée en termes de portance. Les essais de laboratoire ont montré que le module du sol support était de l'ordre de 10Mpa/m et que pour obtenir un module de 30Mpa (DTU 13.3), l'épaisseur de la couche de forme aurait dû être de 40 cm minimum au lieu de 20 cm relevé sur site.

Concernant l'impacte de la sécheresse et de l'environnement végétal, le sol d'assise des fondations présentait non seulement un potentiel de retrait et donc des tassements supplémentaire non négligeable, mais aussi un potentiel de gonflement important en cas de périodes longuement pluvieuse.

#### **1.2.4 Principes de confortement**

Après l'analyse des problèmes qui affectaient la villa, il a été conseillé par le bureau d'étude géotechnique de faire une reprise globale en sous-cœuvre par micropieux.

### **1.3 Conclusion**

Quand on se retrouve en face d'un problème lié aux structures il est important de savoir les analyser, savoir interpréter les indices que nous donnent les résultats des essais et l'observation visuelle. Pour ensuite établir un diagnostic correct du problème qui nous permettra de trouver la solution la plus juste.

## 2 CHAPITRE 2

### 2.1 Systèmes de micropieux

#### 2.1.1 Généralités sur les micropieux

Les pieux et les micropieux permettent de profiter des couches résistantes, sur des sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par l'inclusion sous forme de frottement latéral, mobilisé le long du fût du pieu, et de la résistance en pointe.

Les pieux et les micropieux se différencient essentiellement par leur dimension et leur utilisation. En effet, en ce qui concerne les dimensions, le faible diamètre des micropieux fait qu'il est généralement considéré que l'effort est repris par le frottement latéral et on néglige la résistance de pointe, contrairement au pieu. De plus les micropieux sont généralement utilisés en très grand nombre et positionnés très proches les uns des autres, ce qui nécessite la prise en compte d'interactions entre les inclusions (effet de groupe). La technologie des micropieux ainsi que les modes d'exécution associés ont été assez largement étudiés et présentés dans différents rapports. Par exemple on pourra se référer à Lizzi (1982), Bustamante et Doix (1985), Plumelle(1994), Vezole(1994), etc.

La panoplie des technologies disponibles pour réaliser des micropieux est très vaste.

Le choix d'une solution relève de nombreux critères :

- Conditions géotechnique,
- Conditions hydrogéologiques,
- Accessibilité des machines et autre conditions environnementales,
- Cadences de production et linéaire à réaliser,
- Performances mécaniques des micropieux,
- Economie globale du projet,
- « robustesse » de la technologie en cas de rencontre de difficultés,
- Eventualité des conséquences sur l'environnement,
- Disponibilité du matériel et des fournitures,
- Etc....

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

Plusieurs normes et règlements traitent des micropieux, par exemple :

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

Les différents types de micropieux utilisés en France en suivant la classification formalisée par le DTU 13.2 (Document technique Unifié de 1991) peut être rappelée :

- Type *I* c'est le micropieu le plus ancien et les moins utilisé actuellement. On l'appelle aussi pieu racine. Le forage est rempli de mortier de ciment fortement dosé au moyen d'un tube plongeur. Il n'est pas forcément équipé d'armature. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au dessus du mortier mis sous pression. Le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier.
- Type *II* c'est un micropieu équipé d'armature et le forage est rempli de coulis ou de mortier par gravité ou sous faible pression moyennant un tube plongeur. Les armatures peuvent être mises en place après le remplissage du forage par du coulis. L'injection gravitaire peut être faite en une ou deux phases, la deuxième phase s'effectuant après un temps suffisant pour l'essorage, mais avant le début de prise.
- Type *III* et *IV* pour ces types de micropieux, le forage est muni d'armature et d'un dispositif d'injection constitué d'un tube à manchettes installé dans un coulis de gaine mis en place gravitairement. Si l'armature est un tube, ce tube peut jouer le rôle du dispositif d'injection si on l'équipe de manchettes. La pression d'injection  $p_i$  doit être supérieure ou égale à 1MPa.

Dans le cas du Type *III*, l'injection est globale et unitaire (IGU) et elle est faite en tête. Pour les micropieux de Type *IV*, on procède à une injection répétitive et sélective (IRS). Il est signalé dans le même document que, lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le fonçage, le lançage, ou le battage. Sur l'annexe B, on présente les phases de réalisation d'un micropieu.

TABLEAU Récapitulatif de la classification des micropieux selon D.T.U 13.2

(Diamètre < 250 mm)	Art. →	Type I §7.1	Type II §7.2	Type III §7.3	Type IV §7.4
<b>Mode d'exécution</b>		Foré avec tubage	Foré ou lançage, battage, fonçage		
<b>Bétonnage</b>		Tube plongeur	Gravité ou faible pression, tube plongeur	Foré injecté avec tubes à manchettes	Foré injecté avec tubes à manchettes
<b>Injection</b>				Globale et unitaire ≥ 1 MPa	Répétitive et sélective ≥ 1 MPa
<b>Béton</b> – contrainte ELS		≤ 8 MPa et 0,48 $f_{c28}$	non pris en compte		
– dosage ciment	kg/m <sup>3</sup>	mortier 500	coulis 1200		
<b>Armatures</b>		facultatives	obligatoires : tubes et/ou barres		
Contrainte de calcul	ELS ELU		0,50 (*) 0,75 (*)		
<b>Essais de portance :</b> – si pieu travaille en traction, un pieu sur : – si pieu travaille en compression, un pieu sur :		50 200	50 200		
Sinon, pour moins de 25 pieux, charge limite minorée par :		1,5	1,5		
<b>Tolérance d'excentrement</b>	cm	4	5		

(\*) En fraction de la limite élastique  $\sigma_e$

#### Utilisation pour la reprise en sous œuvre et confortement de bâtiments anciens :

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

Ce procédé s'applique lorsque le terrain acceptable se trouve à plus de 3 mètres des existants pour le renforcement des infrastructures de bâtiments existants.

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

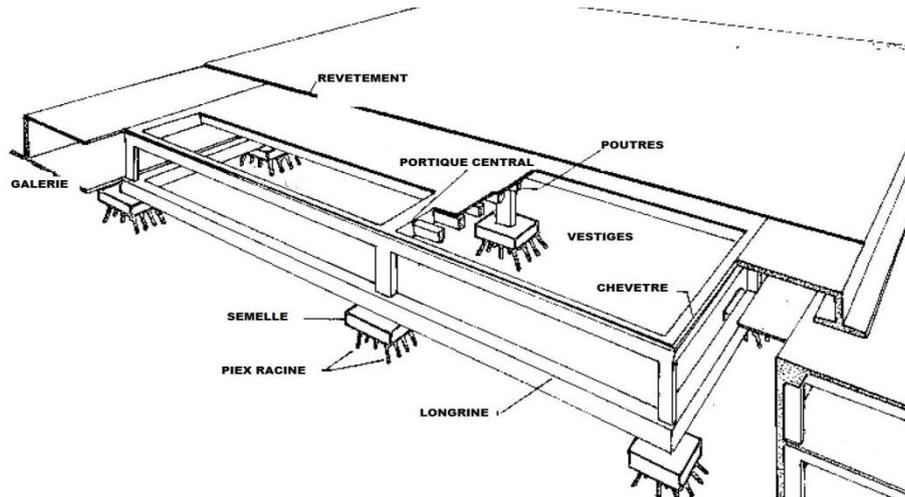


FIGURE 2-1 Confortement des fondations de la cathédrale de Notre Dame de Paris (Lizzi, 1982)

Des forages de petits diamètres sont réalisés, dans des directions déterminées à l'aide d'un matériel de faible encombrement. Notons également que le forage n'occasionne que très peu de vibrations. Dans le trou réalisé, on introduit le système d'armature ; puis le bétonnage se fait sous pression.

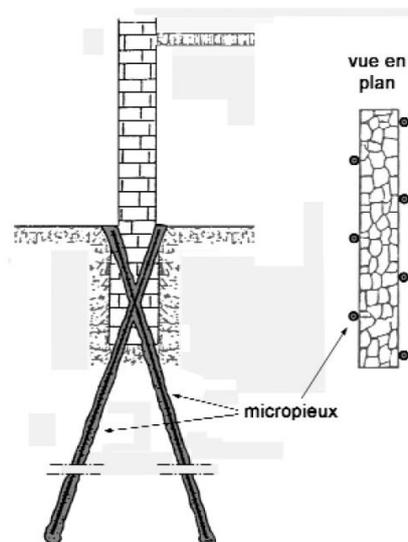


FIGURE 2-2 Reprise en sous œuvre d'un mur par micropieux forées

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

Remarque :

Attention à ne pas créer des points durs ponctuels. Dans ce cas, des désordres risquent d'apparaître ultérieurement dans une autre partie de la structure.

Les micropieux doivent intéresser si ce n'est l'ensemble de l'ouvrage, une zone complète de l'ouvrage après étude approfondie des sols et structures.

## **2.1.2 Présentation des micropieux**

On présentera ci-après les micropieux par leurs méthodes d'insertion (ou de réalisation) dans le sol, leurs méthodes de scellement, leurs types d'armatures métalliques et leurs liaisons avec la structure.

### **Méthodes d'insertion dans le sol :**

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

1. Forage préalable avec enlèvement de matière par un outil de coupe
2. Forage préalable avec enlèvement de matière sans outil de coupe
3. Forage préalable sans enlèvement de matière (avec refoulement du sol)
4. Forage utilisant l'armature comme train de tiges

#### **1. Forage préalable avec enlèvement de matière par un outil de coupe :**

L'outil de coupe déstructure le sol à la base du forage en cours de réalisation, le transformant en cuttings qu'il reste ensuite à ramener à la surface (ou à refouler latéralement).

Un taillant est entraîné en rotation avec application simultanée d'une force d'appui axiale.

D'autres taillants se voient appliquer, en complément de l'appui et de la rotation, des frappes (percussion).

On utilise pour fluide de forage de l'eau, de la boue ou de l'air. Il permet de forer tous les terrains, mais son rendement peut être médiocre dans des roches résistantes, surtout si l'on ne dispose que d'une force d'appui modeste, comme ce peut être le cas avec des machines de petit taille utilisées pour des reprises en sous-œuvre.

### **Stabilité des parois du forage**

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

Il convient de bien interpréter les informations géotechniques ; citons quelques exemples :

- Dans un banc, argileux ou marneux avec la présence d'une nappe : Dans ce cas si la perméabilité est très faible les parois des forages peuvent être autostables, et un forage à l'air est susceptible de faire évaporer plus d'eau que le matériau ne peut en amener ;

- Un banc, qualifié de limon sableux constitué des lits superposés de limon et de sable, aura un comportement différent à celui du mélange surtout en présence d'eau lors d'un forage à l'air ;

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

Un inconvénient de l'air comme fluide de forage est sa compressibilité, qui lui permet d'accumuler de l'énergie : comme il est par ailleurs très fluide, il est susceptible de pénétrer le long d'interfaces ou de fissures, et de constituer des vérens dévastateurs.

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

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

Le forage à l'eau : un débit d'eau est injecté au niveau de l'outil de coupe et l'eau remonte le long du forage entraînant les cuttings. En présence d'une nappe sous pression hydrostatique, la pression de l'eau dans le forage est supérieure à la pression interstitielle initiale des terrains traversés, et donc l'écoulement se fait depuis le forage vers le terrain, le gradient joue un rôle stabilisateur. Le forage à l'eau est généralement économique et efficace. Le frottement latéral limite peut être diminué car ce type de forage favorise la détente des contraintes effectives des sols fins au voisinage des parois du forage, et occasionne des dépôts sur les parois dans les sols perméables que traverse le forage. Lorsque la perméabilité d'une couche est trop grande, ou lorsque le forage traverse un vide, naturel ou artificiel, l'eau est susceptible de s'y échapper (même sous un fort débit d'alimentation) et de ne plus assurer sa fonction de stabilisation des parois.

Le forage à la boue : les phénomènes sont analogues à ceux du forage à l'eau. Les dépôts sur les parois forment un « cake » qui améliore les conditions de stabilité. Cette méthode peut être adaptée jusqu'à des perméabilités plus fortes que celles qui limitent les recours au forage à l'eau, mais il a tendance à diminuer le frottement latéral limite. Elle est particulièrement utile pour forer dans des sols qui sont le siège d'une nappe artésienne<sup>1</sup>, le réglage de la densité de la boue permettant d'assurer une contre-pression suffisante. Elle est également intéressante dans le cas des forages très profonds, la viscosité de la boue facilitant le transport des cuttings.

Le tubage : est un autre moyen d'assurer la stabilité des parois du forage ; il est généralement associé au forage à l'air dans la pratique. L'entraînement du tube est fonction de la nature des sols traversés.

---

<sup>1</sup> Nappe artésienne : Plan d'eau souterraine confiné entre deux couches relativement imperméables, sous une pression plus grande que la pression atmosphérique.

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

Dans les reprises en sous-œuvre, il arrive d'avoir à exécuter des forages à partir d'un radier soumis à une sous-pression hydrostatique. De tels forages ne présentent pas de difficultés particulières lorsque les sols sont assez cohérents et assez imperméables pour qu'il n'y ait pas d'arrivée d'eau entraînant des particules de sol. Mais ce n'est pas souvent le cas, car même si les sols sont de faible perméabilité, les constructeurs du radier ont souvent disposé un tapis de collecte des eaux pour prévenir le délavage du béton frais. On utilise alors un sas<sup>2</sup>, permettant de limiter les transports solides à des volumes acceptables, et on fore préférentiellement en refoulant les sols sans les extraire, ainsi qu'en utilisant si nécessaire des tiges cylindriques autour desquelles l'étanchéité est assurée au moyen d'un presse-étoupe.

## 2. Forage préalable avec enlèvement de matière sans outil de coupe

Un tube est foncé dans le sol ; le lançage d'eau déstructure le sol à la base du tube et il remonte le long du tube, entraîné par l'eau. Ce procédé n'est pas utilisable avec des sols présentant un diamètre maximal des grains trop forts.

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

## 3. Forage préalables sans enlèvement de matière (avec refoulement du sol)

L'installation des micropieux dans des formations pas trop résistantes peut se faire avec un perforateur pour la pose de canalisations sans tranchée. Ce procédé avec refoulement de sol est généralement, mais pas nécessairement, associé à une méthode spécifique de scellement.

## 4. Forage utilisant l'armature comme train de tiges

### Armature enfoncée dans le sol (avec refoulement du sol)

Les procédés d'insertion dans le sol des tubes ou de profilés métalliques ou bien d'éléments cylindriques (en béton armé) sont les suivants :

- Vérinage (ou fonçage),
- Battage,
- Vibrofonçage,
- Procédés pyrotechniques ou propulsion par air comprimé (peu courants).

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

---

<sup>2</sup> Compartiment étanche qui sépare des milieux où la pression n'est pas la même

maître-couple, dans la « trace » duquel on procède à une injection de mortier au fur et à mesure de l'enfoncement.

### Armature « autoforeuse »

L'armature autoforeuse d'un micropieu est tubulaire. Elle est en général constituée d'éléments permettant un raboutage aisé et est équipée à la base d'un taillant perdu. Le taillant est adapté aux caractéristiques des sols à traverser.

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

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

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

### Remarques complémentaires

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

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

### **Méthodes de scellement :**

#### Les matériaux de scellement :

##### Coulis de ciment

C'est un mélange de ciment et d'eau, réalisé à l'aide d'un turbo-malaxeur pour assurer une défloculation efficace des grains de ciment. On y ajoute parfois un adjuvant superplastifiant. Le ciment doit être compatible avec les conditions d'agressivité du sol et des eaux souterraines. On se réfère généralement aux textes relatifs au béton (Afnor P18-011, EN 206-1).

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

- Dans le cas d'armatures autoforeuse, pendant la majeure partie du forage, le rapport C/E  $\cong 1$  ; il est augmenté jusqu'à 2,5 pour la phase final du forage ; la valeur de C/E est adapté en fonction de la nature des sols (dans un sable, C/E est choisi plus petit que dans une argile, sauf pour l'injection final),
- Le coulis de scellement gravitaire présente un rapport C/E  $\cong 2$ ,
- Le coulis d'injection des procédés IRS et IGU est généralement de rapport C/E  $\cong 2$

La composition du coulis de forage varie avant sa prise :

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

L'efficacité de la protection chimique des armatures, la durabilité du coulis durci sous l'action d'agents agressifs et les performances de l'interface sol-coulis dépendent du dosage en ciment et de la qualité de sa mise en place. La résistance mécanique d'un coulis durci est le plus souvent largement surabondante.

Quelques dispositions particulières :

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

### Mortier :

Les mortiers ne sont guère utilisés que pour l'enrobage d'inclusions enfoncées dans le sol et munies d'un sabot large. Le mélange de base est constitué de sable, de ciment et d'eau ; le dosage en ciment est typiquement de plus de  $500\text{kg}/\text{m}^3$ .

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

### Béton :

Le béton est surtout utilisé pour constituer :

Des pieux préfabriqués : le choix du béton dépend des sollicitations subies lors des manutentions et de l'insertion, des performances requises en service, et des conditions d'environnement pour la durabilité.

Le fût de micropieux en béton non armé : le béton étant inséré dans un tube de petit diamètre, que l'on extrait ensuite, de ce fait il doit être très fluide.

### **Scellement « gravitaire » :**

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

#### **Méthode de remplissage depuis l'orifice du forage :**

On ne l'utilise pas avec un forage à l'eau ou à la boue et de plus, il n'est pas possible à utiliser si la base du forage atteint la nappe phréatique.

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

- Dans le cas d'un forage nu, l'armature est insérée après remplissage.
- Dans le cas d'un forage tubé, on déverse le coulis avant de remonter le tube ; l'armature est insérée après déversement du coulis, soit avant, soit après l'extraction du tube.

#### **Méthode de remplissage par tube atteignant le fond du forage :**

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

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

### **Injection global unitaire (IGU) :**

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

Après prise du coulis de gaine mais sans attendre qu'il ait acquis une grande résistance en traction, on injecte un coulis complémentaire en tête du tube à manchettes ; la pression d'injection fait « claquer » le coulis de gaine durci et le coulis d'injection pénètre « en force » dans le sol. En générale, on vise, après ouverture des manchettes, l'application d'une pression comparable à la pression limite pressiométrique des sols d'ancrage, et on limite la quantité de coulis à 50% du volume du forage, évalué sans tenir compte des 4 à 6 m supérieurs.

Remarque :

- On connaît mal la répartition des résistances le long du micropieu avec cette méthode de scellement ce qui peut être source d'erreur d'interprétation des essais d'arrachement et de l'extrapolation des résultats,
- Lorsque le micropieu traverse des couches contrastées, on peut s'attendre à ce que le coulis de l'IGU pénètre avant tout dans la ou les couches les moins résistantes,
- Les performances obtenues peuvent dépendre du mode de mise en place du coulis de gaine,

- En milieu rocheux, même fracturé, cette méthode n'est pas utilisable (impossibilité pratique de claquer les manchettes).

### **Injection répétitive et sélective (IRS)**

L'IRS conduit à l'obtention d'un frottement latéral généralement élevé par rapport aux caractéristiques mécaniques des sols d'ancrage. Le mode de progression du coulis dans le sol le long des claquages<sup>3</sup> génère une « étrointe » du sol autour du micropieu, que dans les cas de sols fins, ceci explique l'amélioration du frottement latéral.

Le micropieu est équipé d'un tube à manchettes comprenant un bon nombre de manchettes et scellé dans le coulis de gaine.

Un obturateur double (voir figure 2-3) permet de sélectionner une manchette pour procéder à l'injection à un niveau choisi. Après prise du coulis de gaine, du coulis est injecté sous forte pression par cette manchette : le coulis de gaine est alors « claqué » (rompu), puis le coulis complémentaire pénètre dans le sol.

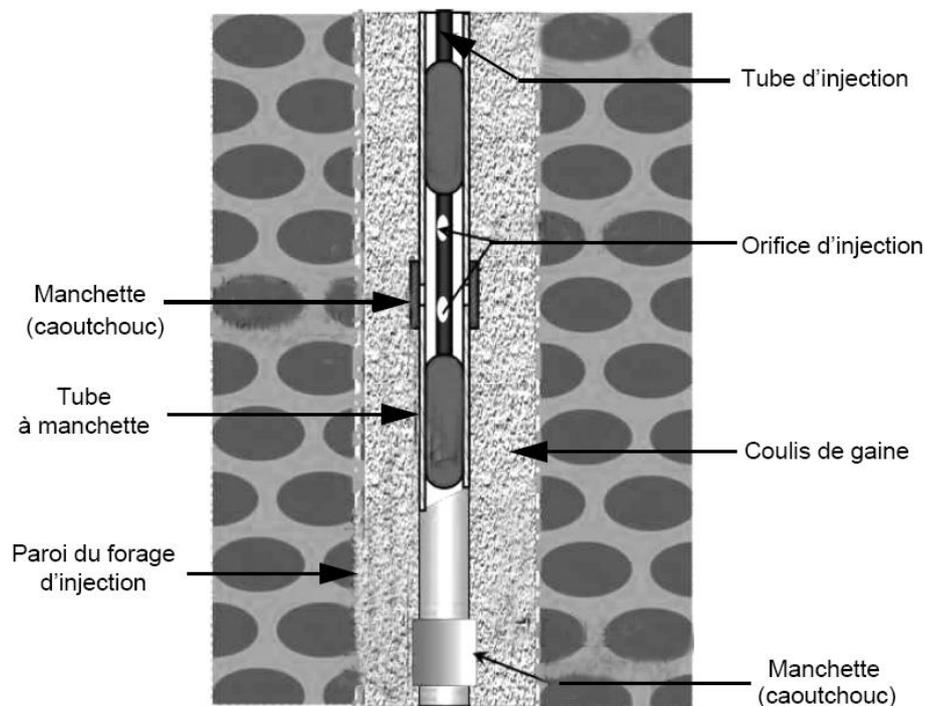


FIGURE 2-3 Schéma d'un obturateur double

On peut constater, dans les sols grossiers, la formation d'un « bulbe » autour du micropieu : le diamètre du coulis est supérieur à celui du forage. Cette « augmentation de diamètre » du micropieu est prise en compte par un coefficient empirique dépendant de la nature du sol, pour l'évaluation de la résistance au frottement latéral.

Dispositions pratiques :

<sup>3</sup> Claquages : fissures induites par la pression d'injection

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

L'injection d'une manchette est réalisée en respectant des critères de pression minimale (au minimum la pression limite pressiométrique du sol au droit de la manchette), de débit et de quantité maximale de coulis, ainsi qu'un critère de pression maximale après injection d'un volume minimal donné. Si le coulis atteint une zone de moindre résistance, il tend à s'y échapper, et le fait d'injecter une trop grande quantité unitaire de coulis peut ainsi conduire à une moindre efficacité, la pression chutant en tout point du claquage lorsque le coulis trouve une échappatoire.

Les manchettes ou points d'injection doivent être à une profondeur suffisante sous la surface du sol, afin d'éviter que les claquages verticaux ne progressent vers la surface et que le coulis ne débouche en surface, provoquant une réduction de pression en tout point du claquage et donc une perte d'efficacité

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

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

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

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

#### Injection répétitive simultanée :

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

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

## Armatures métalliques des micropieux

Les types d'armature que nous traitons sont les armatures en aciers. Les armatures dites inoxydables ne sont pas traité.

### Le micropieu à tube :

L'armature est constituée par un tube en acier de diamètre, d'épaisseur et de qualité variables suivant la valeur des charges à reprendre. Le tube en acier constituant ou non le tube d'injection sous pression figure 2-4.

TYPE TUBE

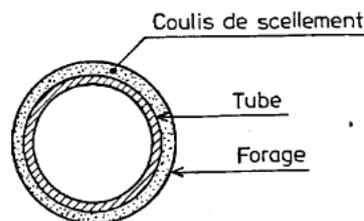


FIGURE 2-4

### Le micropieu à barres :

L'armature est constituée par une ou plusieurs barres groupées, en acier à haute adhérence pour béton armé ou en acier de précontrainte . Le tube d'injection sous pression est intégré au faisceau de barres (figure 2-5)

TYPE BARRE

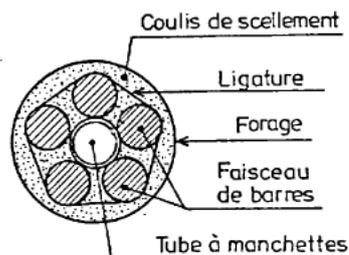


FIGURE 2-5

### Barre coaxiale du forage

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

Pour rabouter des aciers HA ordinaires, on peut recourir à la soudure, ou à des extrémités filetés permettant d'utiliser des manchons vissés.

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

### Groupe de barres

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

### Le micropieu à double armature :

- A armature mixte : tube-barre, c'est le cas du pilot composite formé d'une barre centrale et d'un tube extérieur à manchettes.

### Profilés en « acier de construction »

Ce peut être des laminés marchands (H et autres I) ou des tubes en acier de nuance généralement comprise entre Fe E240 et Fe E360.

Les rabouages peuvent être obtenus par soudure ou manchon. Selon les types de sollicitation et leur intensité au niveau des rabouages, il peut être nécessaire de définir et mettre en œuvre des renforcements spécifiques (tronçon de tube ou barre scellé à l'intérieur par exemple).

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

Dans certaines conditions géotechniques, on choisit de « chemiser » le micropieu dans les couches supérieures. On associe alors une armature centrale, présent sur toute la longueur de micropieux, et un tube proche des parois du forage en partie supérieure.

Les critères conduisant à choisir entre l'un ou l'autre de ces types sont d'ordres techniques et économiques.

Les tubes épais ou les profilés H ou I (avec la même résistance en traction que les barres) qui offrent une inertie plus grande que les faisceaux de barres, conviennent mieux que ces derniers dans les terrains présentant des vides ou des sols de très mauvaise qualité pour lesquels il peut y avoir risque de flambement. Pour les ouvrages d'art, il est recommandé d'utiliser des tubes épais.

## 2.2 Liaison micropieu-structure

### 2.2.1 Généralités

Il existe de nombreuses techniques pour réaliser la liaison entre les micropieux et la superstructure. Chaque projet constitue un cas particulier.

On considère que la rigidité en flexion d'un micropieu est à peu près négligeable devant celle des éléments de structure. Comme le micropieu est destiné à supporter des charges axiales notables il est indispensable de prendre en compte l'effet que peuvent avoir les imperfections géométriques sur la réalité des sollicitations.

La tolérance est de l'ordre de 5 cm pour le cas où il y a déport de l'axe du micropieu par rapport à sa position théorique. Et une tolérance courante de 3% pour l'inclinaison de l'axe du micropieu sur la verticale. A ces tolérances s'ajoutent celles du gros œuvre.

On fait supporter aux éléments d'ossature de l'ouvrage les efforts associés aux imperfections géométriques.

Ainsi par exemple :

Pour que les défauts géométriques ne modifient pas trop la répartition des charges entre les micropieux , on place sous un point d'appui isolé trois micropieux non alignés et assez écartés .Pour un appui sous lequel les micropieux sont disposés (sur une seule ligne), on justifie un fonctionnement en fondation mixte en mobilisant une semelle pour absorber les efforts parasites,( mais le comportement du sol sous la semelle doit être compatible avec cette option) ; ou bien on place une longrine de redressement capable d'équilibrer le moment résultant du déport d'axe.

### 2.2.2 Techniques de liaison

Les techniques utilisées diffèrent entre les micropieux qui servent pour des reprises en sous-œuvre et ceux utilisés pour réaliser un ouvrage neuf.

#### Cas de reprises en sous-œuvre :

Dans cette utilisation des micropieux on rencontre pleinement deux types de liaison (ou transmission des efforts) entre les micropieux et la structure :

Par adhérence quand les micropieux sont forés à travers la structure elle-même.

Par le rajout d'une structure supplémentaire à l'extérieur de la structure à renforcer.

#### Cas de fondation d'ouvrages neufs :

La liaison entre les micropieux et la semelle de fondation est plus simple à réaliser. On trouve comme solutions courantes les suivantes :

Liaison par adhérence avec un massif de béton fretté.

Liaison par coiffe et platine de répartition soudée ou manchonnée.

Liaison par formage en crosse de l'extrémité des aciers dans le cas d'armatures constituées par des aciers à béton.

### **Transmission des efforts par adhérence dans un ouvrage massif**

Le mécanisme est valable pour sceller un micropieu, vertical ou incliné dans un ouvrage massif (maçonnerie ou béton armé), si cette pièce est assez haute pour avoir une longueur du forage suffisamment importante et permettre la transmission des efforts de la structure au pieu par adhérence entre le pieu et le coulis d'injection.

Le scellement du micropieu est réalisé à l'aide d'un coulis de ciment ou de résine. Ce coulis d'injection améliore d'ailleurs souvent, dans la masse, la qualité des maçonneries quand celles-ci sont en mauvais état.

On recourt souvent au scellement droit dans le cas du renforcement d'une fondation existante.

L'armature de micropieu peut être scellée (dans une pièce en béton armé, par exemple un poteau coulé autour d'elle) sans accessoire particulier respectant les règles du béton armé. Le ferrailage de cette pièce doit tenir compte de la répartition de la réaction du micropieu. Les dimensions de la pièce doit être suffisante pour avoir un scellement droit.

L'armature peut comporter une crosse s'il s'agit d'un acier à béton, à condition que les efforts appliqués au micropieu soit des efforts de traction et que le béton soit coulé en place.

Le détail du ferrailage autour de la liaison (droite ou croisée) relève de justifications de béton armé (frettes, prévention du poinçonnement, efforts de flexion, etc.) et est organisé de manière à s'adapter aux tolérances géométriques.

Il est conseillé d'avoir recours à des essais pour déterminer la contrainte d'adhérence admissible entre le coulis et l'acier.

Le scellement d'une armature dans un forage traversant une pièce en béton peut être obtenu avec une longueur d'interaction nettement plus petite que celle de l'ancrage droit des règles de béton armé (pour une barre HA Fe E500, 15 à 20 diamètres suffisent).

Remarque : si la fondation est existante, une des principales difficultés rencontrées est que le concepteur de celle-ci n'a pas prévu le transfert des charges par micropieu. Il n'y a donc pas de suspente ni de couture, les armatures de flexion ne sont pas nécessairement suffisantes. Ce qui peut conduire à procéder à des renforcements du béton armé (recours à de la précontrainte, à un collage de bandes de fibres de carbone, à un béton armé complémentaire, etc...).

Le scellement de l'armature du micropieu dans le béton de la semelle peut être compromis par dépôt de salissures (penser au cuttings) sur les parois du carottage du béton, il est indispensable de nettoyer parfaitement cette surface avant de sceller l'armature.

Sur la figure 2-6 est représenté le schéma type de reprise en sous-œuvre par micropieux inclinés forés à travers une pile de pont en maçonnerie.

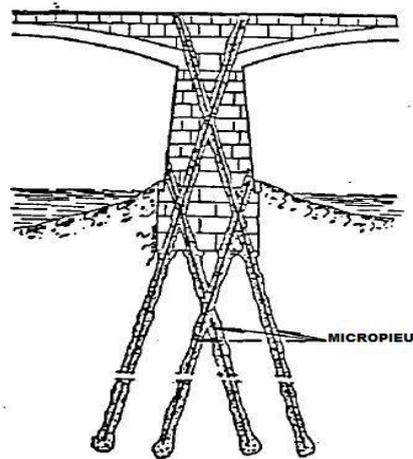


FIGURE 2-6 Reprise en sous œuvre d'une pile de pont en maçonnerie

Parmi les exemples d'application les plus marquants de ce type de liaison, on peut citer le renforcement des fondations du « pont Vecchio » de Florence figure 2-7

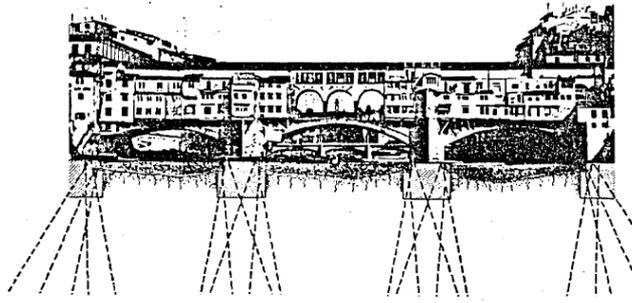


FIGURE 2-7 Reprise en sous œuvre du Ponte Vecchio à Florence

Ce pont présentait des dégradations importantes du fait de l'affouillement des piles fondées à faible profondeur. Les travaux confortatifs ont été menés en forant les micropieux à partir de la rivière pour ne pas entraver la circulation et le commerce sur le pont même. La force portante des pieux avait été fixée à environ 10 tonnes.

Un autre exemple est le renforcement des fondations du Palais de Justice à Marseille figure 2-8 :

Les descentes de charge de ce bâtiment était reprises initialement par des murs porteurs et des colonnes reposant sur des semelles de gros béton de 2 à 6m de hauteur fondées sur des pieux en bois battus dans du limon argilo-sableux.

L'altération des pieux-bois à la suite d'une baisse de niveau de la nappe ayant entraîné des tassements, on procéda en 1974 à la reprise des fondations de cet ouvrage.

La solution retenue à consisté à descendre les charges jusqu'aux marnes calcaire par l'intermédiaire de pieux de 32 et 50 tonnes légèrement inclinés et implantés en quinconce para rapport aux murs porteurs. La liaison pieu-massif de maçonnerie a été assurée par injection sur 2 à 6m de haut d'un coulis C/E =2.

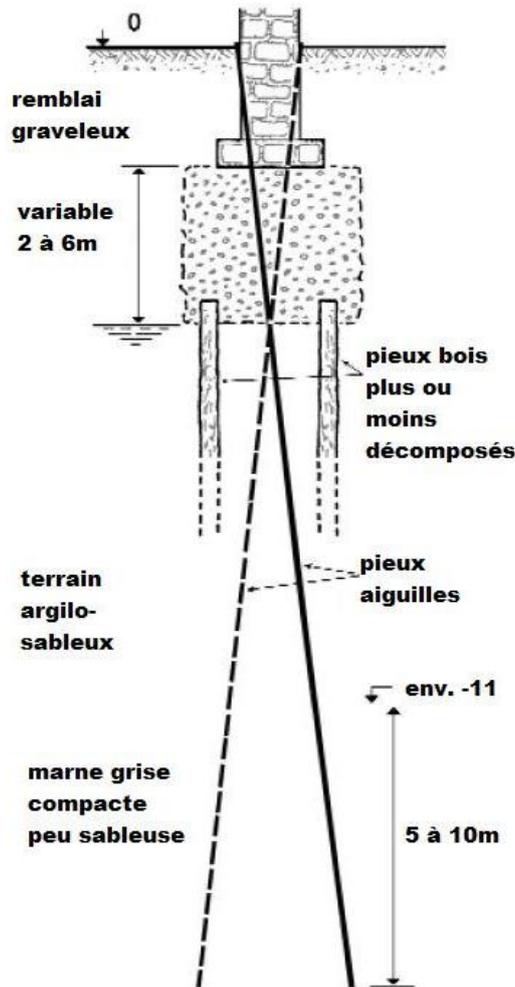


FIGURE 2-8 Renforcement des fondations du Palais de Justice de Marseille

**Transmission des efforts par l'intermédiaire d'une partie rajoutée :**

On dispose les pieux autour de la semelle à reprendre reliés par des longrines qui seront liaisonnées avec la semelle existante.

**Liaison entre les micropieux et la longrine rajoutée :**

Couramment on utilise la technique de souder ou d'emmancher une platine sur l'about du micropieu de façon à transmettre les efforts par compression ou traction.

Suivant le mode de travail du micropieu, on pourra avoir les trois configurations suivantes :

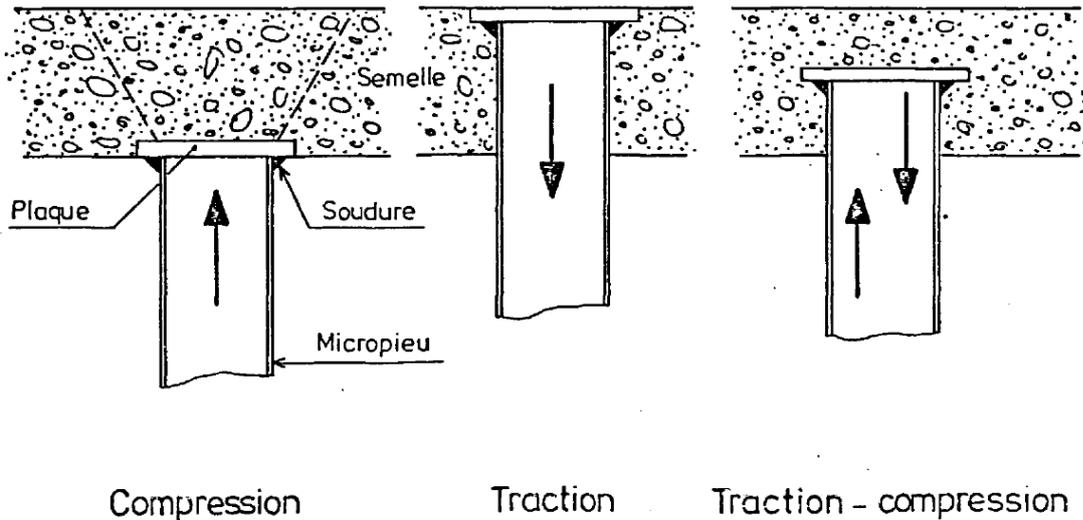


FIGURE 2-9

Il faudra vérifier les deux points suivants :

- La nécessité d'un frettage du béton au-dessus ou en-dessous de la platine du fait des concentrations de contraintes existant dans ces zones.
- Prévention du poinçonnement.

Types des platines :

Platine de liaison sur barre fileté :

Deux possibilités : celle d'une platine prise entre deux écrous, ou bien celle d'un écrou comportant un élargissement suffisant pour former une platine et bloquée en position par un contre-écrou.

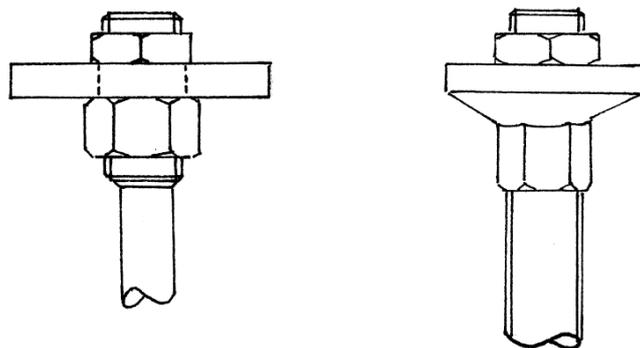


FIGURE 2-10 Schéma de liaison platine-barre fileté

Selon l'effort que doit supporter la platine on a les dispositions suivantes :

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

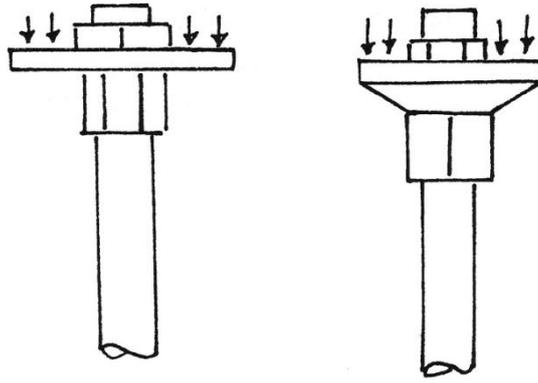


FIGURE 2-11 Exemple de liaison, micropieu comprimé

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

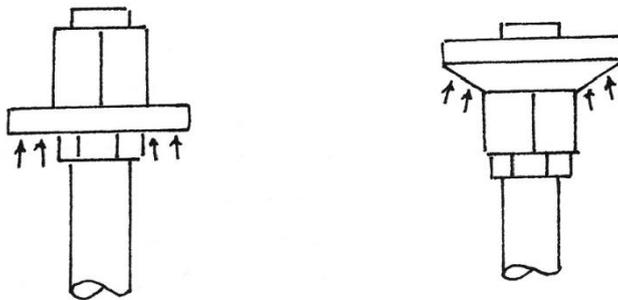


FIGURE 2-12 Exemple de liaison, micropieu tendu

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

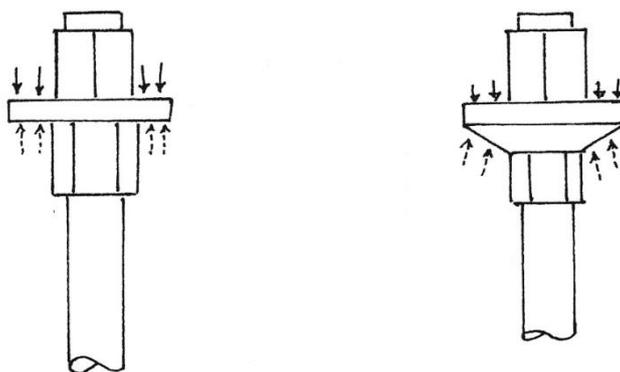


FIGURE 2-13 Exemple de liaison, micropieu comprimé ou tendu

La disposition de la figure 2-13 ne convient que pour des pièces assez épaisses pour que le ferrailage puisse être organisé au dessus et au dessous de la platine.

Dans le cas d'une pièce mince, on peut aussi prévoir deux platines, chacun étant proche d'un parement de la pièce en béton armé, comme sur le schéma suivant (les « écrous élargis en platine » permettent de positionner la liaison au plus près du parement).

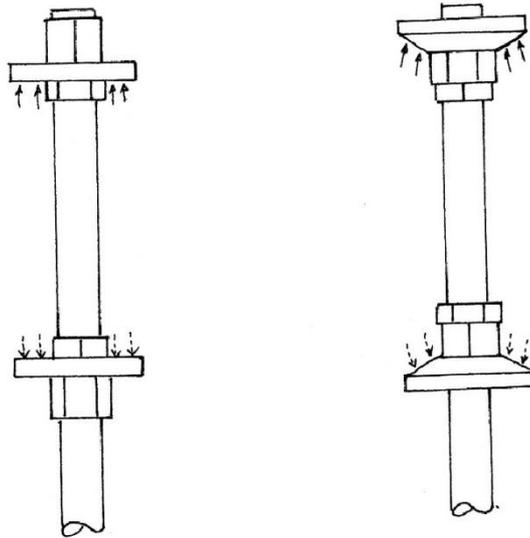


FIGURE 2-14 Autre mode de liaison, micro-pieu comprimé ou tendu

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

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

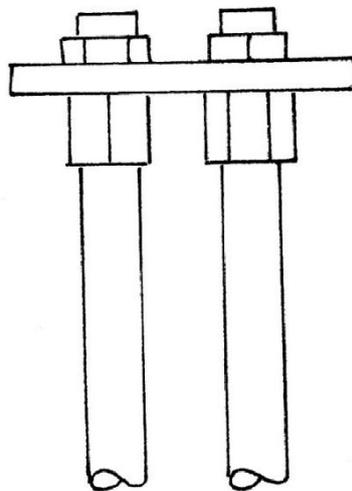


FIGURE 2-15 Platine commune à plusieurs barres suffisamment espacées

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

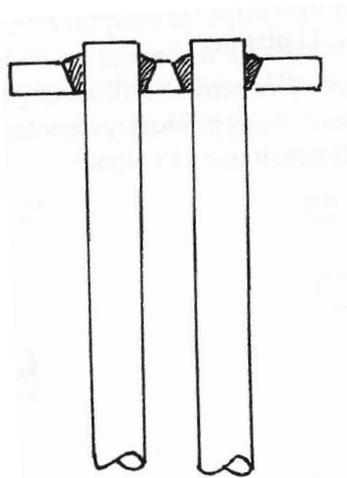


FIGURE 2-16 Platine soudée sur plusieurs barres resserrées

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

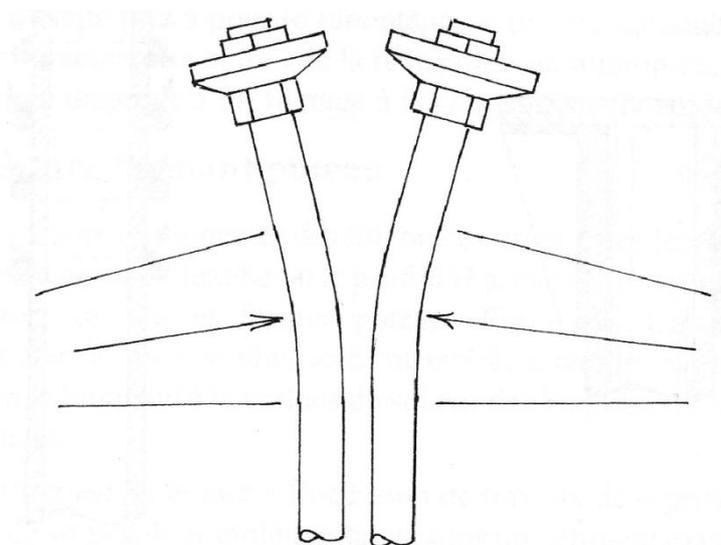


FIGURE 2-17 Liaisons individuelles après épanouissement des barres.

#### Platine de liaison soudée

La platine soudée sur une barre est généralement percée d'un trou conique.

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

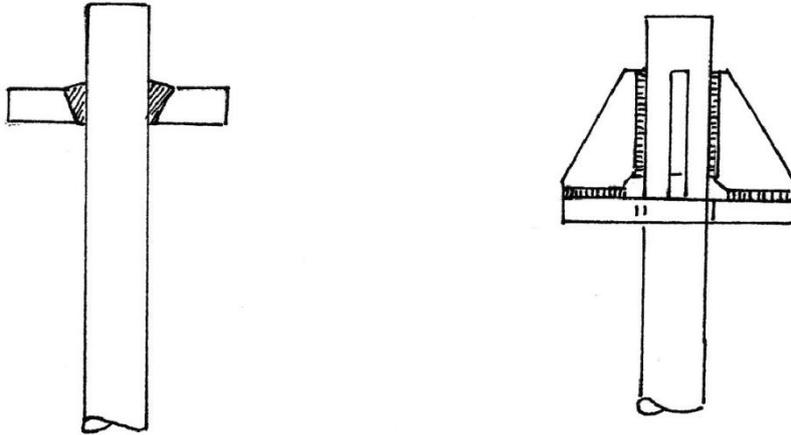


FIGURE 2-18 Exemples de liaisons par soudure

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

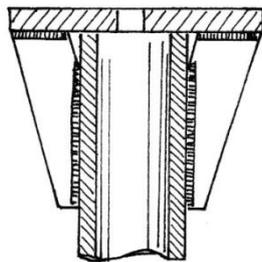


FIGURE 2-19 Sur tube, platine et équerres soudées

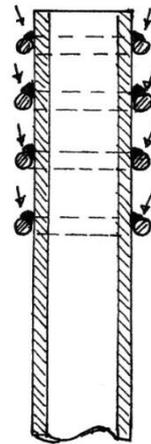


FIGURE 2-20 Schéma de cerces soudées sur tube

### Platine de liaison posée

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

L'arase du tube doit être parfaitement plane. La platine doit être centrée et bloquée en place pour ne pas être déplacée lors du bétonnage.

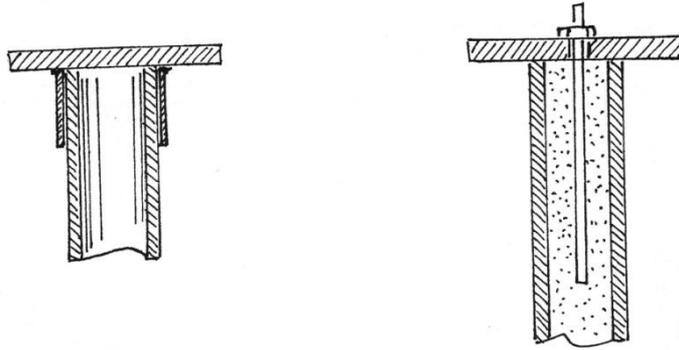


FIGURE 2-21 Schémas de dispositifs de maintien de la platine pendant le bétonnage

#### Platine de liaison vissée sur un tube

Cette solution est généralement pratiquée lorsque l'armature est un tube pétrolier.

On utilise le filetage prévu pour le raboutage, la platine est soudée en atelier sur le filetage complémentaire et lors de la réalisation du micropieu, on coupe les tubes de manière à disposer d'un filetage à la cote correspondant à la platine.

#### **Liaison entre la longrine rajoutée et l'ouvrage existant :**

Le micropieu étant ancré dans la longrine, il s'agit maintenant de transmettre une partie de la descente de charge de l'ouvrage au micropieu. Deux techniques sont habituellement envisagées :

- un fonctionnement en béton armé
- un fonctionnement en poutre précontrainte

#### Fonctionnement en béton armé :

La longrine rajoutée et la partie d'ouvrage à reprendre forment une nouvelle structure qui fonctionne comme une poutre en BA. Pour cela il est nécessaire de couder la zone de reprise par des aciers de couture répartis sur toute la hauteur de la reprise : il faut donc prévoir une section totale d'acier de couture pouvant reprendre l'effort transmis au micropieu.

Dans cette semelle composite ainsi créée, il convient de dimensionner les armatures de traction ; on peut pour cela imaginer que la semelle fonctionne en bielles ou en console courte. Le dimensionnement de ces aciers s'effectue de façon classique comme dans le cas des semelles sur pieux d'ouvrages neufs.

Pour pouvoir faire transiter les charges de l'ancienne à la nouvelle structure, il est nécessaire d'obtenir un monolithisme parfait de l'ensemble, cette condition semble impossible puisque la nouvelle structure peut se détacher de l'ouvrage existant ne serait-ce que du fait du retrait. De plus, le contact entre l'ancienne et la nouvelle structure, déjà compromis par les microfissures de retrait, ne sera en rien amélioré par la présence d'armatures traversant l'ouvrage existant, le nouvel ouvrage relativement rigide ne pouvant se déformer : les armatures seront alors sollicitées au cisaillement pur. Cette technique présente aussi les difficultés d'ancrer les aciers dans la structure existante, surtout s'il s'agit d'un ouvrage en maçonnerie.

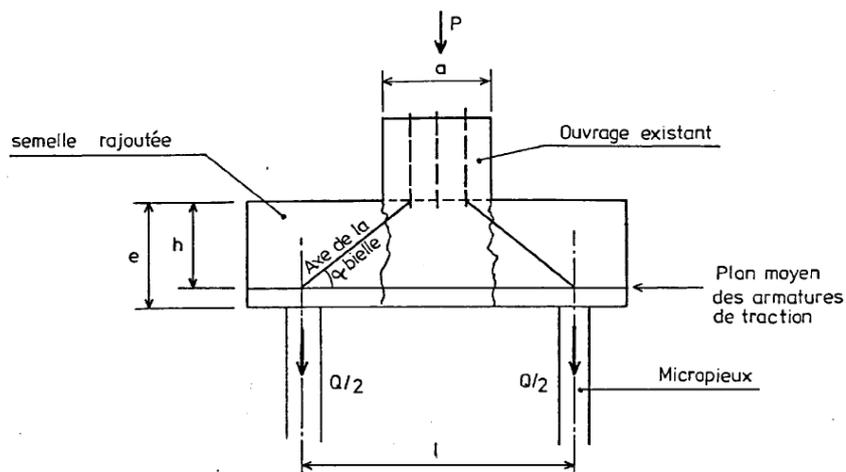


FIGURE 2-22 Fonctionnement en bielles

Fonctionnement en béton précontraint :

Pour créer une semelle monolithique le mieux est de relier la nouvelle structure à l'ancienne par des barres précontraintes : la tension dans ces tirants devra engendrer dans la surface de reprise un effort de compression suffisant pour éviter que l'ouvrage existant ne « coulisse » dans la semelle : on prévoit habituellement un effort de compression  $N$  égal à  $Q$ .

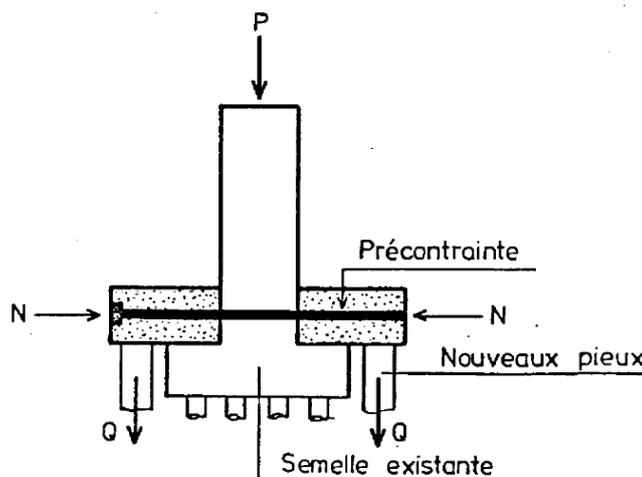


FIGURE 2-23 Fonctionnement en béton précontraint

Cette technique nécessite cependant un soin particulier pour arriver à obtenir la force de précontrainte prévue dans les barres de faible longueur.

Compensation des tassements des micropieux :

Pour la compensation préalable des tassements des micropieux dans le cas des travaux de confortement d'un ouvrage existant ; on précontraint le micropieu en compression.

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

Application de la précontrainte en une seule phase :

Si les micropieux sont solidaires des sols de couverture et que ces sols sont susceptibles de présenter des déformations différées, il convient d'organiser une partie libre. Il faut vérifier la stabilité de forme car les armatures de micropieux sont de faible inertie. Le micropieu comporte, dans la partie libre, une chemise scellée au terrain, à l'intérieur de la quelle l'armature peut coulisser. Après la mise en charge, il peut être utile de remplir de coulis le vide qui sépare les deux tubes.

On peut utiliser des vérins plats pour la mise en charge. Les vérins plats sont disposés entre les micropieux (d'un point d'appui) et la pièce en béton armé ou en charpente métallique qui les relie en tête. Au-dessus de cette pièce on trouve une pièce solidaire de l'ossature que l'on veut supporter. Les vérins plats sont « gonflés » au moyen de coulis de ciment pour assurer le blocage définitif par simple prise. Le point d'appui de la structure sous lequel on intervient doit généralement être bloqué horizontalement pendant l'intervention ; pour compenser les inévitables défauts de centrage sous un poteau, on peut utiliser trois pompes agissant chacune sur un tiers environ des vérins plats.

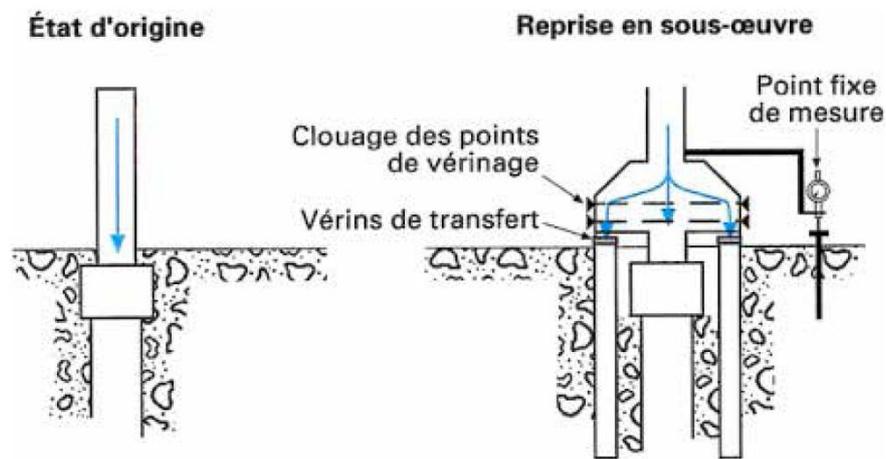


FIGURE 2-24 Mise en charge par des Vérins de transfert

Pour effectuer plusieurs interventions successives des vérins à vis actionnés manuellement peuvent être employés, tout comme des vérins associant des coins et des vis quand les charges ne sont pas trop importantes; ces mêmes moyens peuvent être utilisés pour de fortes charges en leur apportant l'assistance de vérins hydrauliques à piston ; il peut être judicieux de choisir un ensemble de vérinage hydraulique de capacité insuffisante pour soulever seul la charge, de manière à éviter toute manœuvre brutale.

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

Nota :

- Pour la semelle à renforcer au moyen de plusieurs micropieux que l'on souhaite précontraindre, il convient de précontraindre tous les micropieux simultanément, car le tassement d'un groupe diffère de celui d'un micropieu isolé.
- Si la reprise des charges d'une semelle est faite par des groupes de micropieux , avant d'excaver sous cette semelle pour compenser les tassements, il est nécessaire de

procéder à une ou plusieurs opérations de vérinage, au fur et à mesure des phases d'excavation et de triangulation ou contreventement des micropieux ;

- Lorsqu'on met en œuvre plusieurs vérins pour appliquer la précontrainte, à moins que la structure ne soit apte à supporter des excentricités de charge, il faut généralement répartir les vérins en trois groupes dont les centres de gravité ne sont pas alignés, et agir en individualisant ces groupes de manière à maîtriser les basculements ;
- Les opérations de vérinage pour précontrainte des micropieux sont toujours des interventions très délicates, et porteuses de risques ; avant de choisir une telle option, il faut s'assurer qu'elle est vraiment indispensable.

### **Repos simple du béton de structure sur le micropieu**

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

Il convient de réaliser ce recépage en déposant le matériau en excès avant sa prise ou peu après le début de la prise ; un nettoyage à la soufflette, avec ou sans eau pulvérisée, juste avant bétonnage du massif ou de la semelle en tête, est ensuite suffisant. S'il faut un recepage après durcissement (micropieu réalisé depuis une plate forme plus haute), on utilise une méthode comme la coupe au moyen d'une « pince » ou une démolition à la lance hydraulique, mais on ne doit pas utiliser de marteau piqueur ou autre élément de ce type car on risque une détérioration du micropieu dû à son petit diamètre.

## **2.3 Dispositions particuliers**

### **Armature formant poteau**

Si l'on est en mesure de respecter des tolérances assez fines (en fonction de la nature de l'ouvrage projeté), le tube ou le profilé H armant le micropieu peut être prolongé au-dessus du sol et former poteau.

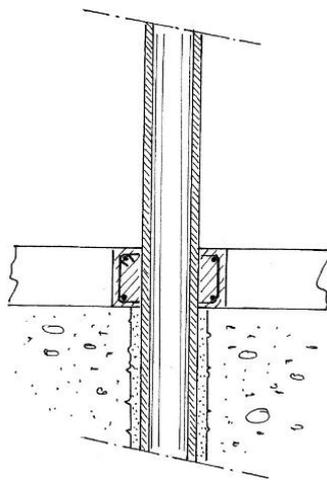


FIGURE 2-25 Schéma d'un micropieu à armature tubulaire se prolongeant en poteau

Un tel poteau étant généralement élancé, on a le plus souvent intérêt à réduire sa longueur libre de flambement en le bloquant à la surface du sol par des longrines (béton armé ou profilés métalliques).

Un cas particulier est rencontré à l'occasion de travaux de reprise en sous-œuvre pour création de sous-sols complémentaires sous un bâtiment existant.

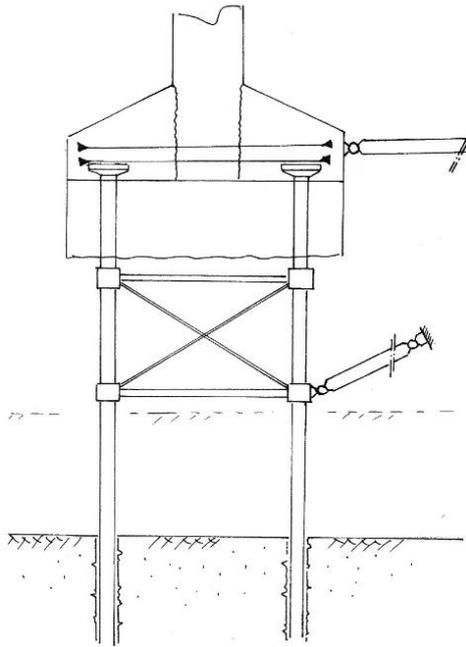


FIGURE 2-26 Schéma de stabilisation d'un ensemble des micropieux lors d'une excavation sous une semelle existante

Prenons un exemple : quatre micropieux reliés en tête à la base d'un poteau, la zone de liaison étant bloquée horizontalement en x, en y, et en torsion autour de z ; on excave par passes de faible hauteur et, à l'issue de chaque passe, on solidarise les micropieux au moyen de cornières ou autres profilés ( il est recommandé de ne recourir à des soudures qu'avec discernement, dans la mesure où les armatures des micropieux sont sollicitées pendant la mise en place des liaisons).

#### Radier à étanchéité par l'extérieur

On est classiquement dans le cas d'un radier sollicité par des sous-pressions, pour lequel le dispositif retenu est une membrane d'étanchéité en sous-face du radier, qui prend appui sur des micropieux. Parmi les solutions en mesure de donner satisfaction, on peut citer l'exemple schématisé sur la figure 2-27.

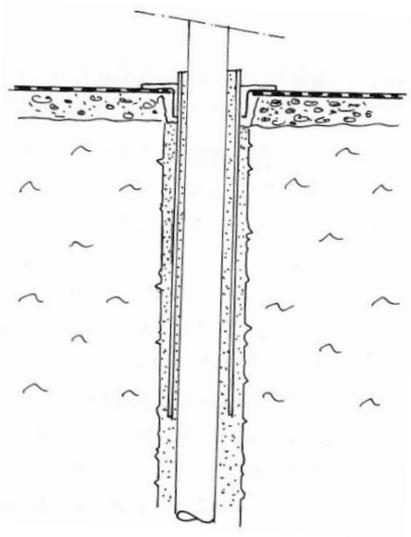


FIGURE 2-27 Exemple de traitement d'étanchéité autour d'un micropieu

La membrane en PVC et les micropieux sont équipés sur le mètre supérieur d'un fourreau en PVC, rempli de coulis de scellement. La membrane est posée, elle comporte une réservation au travers de laquelle passe le micropieu. Une pièce spéciale en PVC, constituée d'une partie cylindrique de diamètre intérieur à peine supérieur au diamètre extérieur du fourreau intégré au micropieu et d'une partie plane, est descendue autour du micropieu enduit de colle jusqu'à reposer sur la membrane encollée.

### Articulations

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

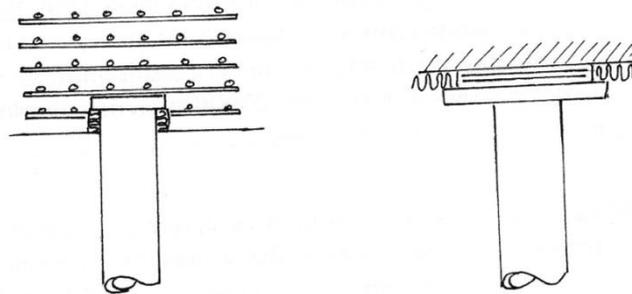


FIGURE 2-28 Exemples d'articulations

## **2.4 Projet de réparation « Villa Gaugler »**

Le problème de cette villa a été déjà décrit dans le chapitre 1, c'est sa solution qui sera présenté ci-après.

### **2.4.1 Solution proposé par le bureau d'études géotechniques :**

Il a été conseillé, par Terrefort ingénierie (dans son diagnostic géotechnique), de faire une reprise complète (partie jour et partie nuit) des fondations par micropieux.

L'exécution de ces micropieux a due être conforme au DTU13.2 relatif aux fondations profondes.

L'ancrage dans le sol des micropieux :

Les valeurs moyennes de frottement latéral limite «  $q_s$  » pour des micropieux de type II

Profondeurs	Nature du sol	$q_s$	Commentaire
De 0 à 2,1m	Colluvions argileuses	-40 kPa	Prise en compte du potentiel de gonflement
De 2,1 à 4m	Molasse altérée	40 kPa	
De 4 à 7m	Molasse peu altérée	180 kPa	
A partir de 7m	Molasse saine	220 kPa	

La liaison aux fondations existantes :

La fixation des micropieux au sein des puits existants risque de se révéler délicate et difficile. Il pourra être plus judicieux de réaliser ces micropieux en dehors des fondations existantes sous réserve d'une reprise correcte des efforts en tête (chevêtres).

Pour le dallage il a été conseillé l'élimination des graves constituant la couche de forme de façon à mettre à l'abri le dallage existant, repris par micropieux, des pressions de gonflement.

Sous réserve que les caractéristiques mécaniques du béton constituant le dallage, la géométrie et le maillage des micropieux permettent de reprendre les charges sollicitant ce dallage.

## 2.4.2 Le chantier travaux de reprise en sous-œuvre

L'entreprise Temsol a été mandatée pour réaliser les travaux de reprise des fondations.

Pour la reprise du dallage il a été réalisé 35 micropieux type II IGU de diamètre de forage égale à 140mm avec armature de 60,3mm diamètre et de 4,3mm épaisseur.

52 micropieux de type II IGU de diamètre de forage égale à 140mm avec armature de 73mm de diamètre et de 5,51mm épaisseur, ont été nécessaires à la reprise des 26 puits existants.

Pour tous les micropieux le scellement a été effectué au coulis de ciment C/E=2 avec injection à basse pression.

Le prix moyen par mètre linéaire de micropieux a été de 77 euros (pour 645 mètres linéaire ce qui fait un total de 49.665 euros.)

La liaison avec la structure :

Liaison micropieu-dallage :

Le bureau d'étude structures BEFS a défini un maillage de micropieux, en prenant en compte la réalisation de bulbes en tête de micropieu dans la couche de forme, selon lequel il

a justifié le ferrailage du dallage comme une dalle portée par quatre appuis comme le montre la vue en plan des fondations (figure 2-29) ci-dessous :

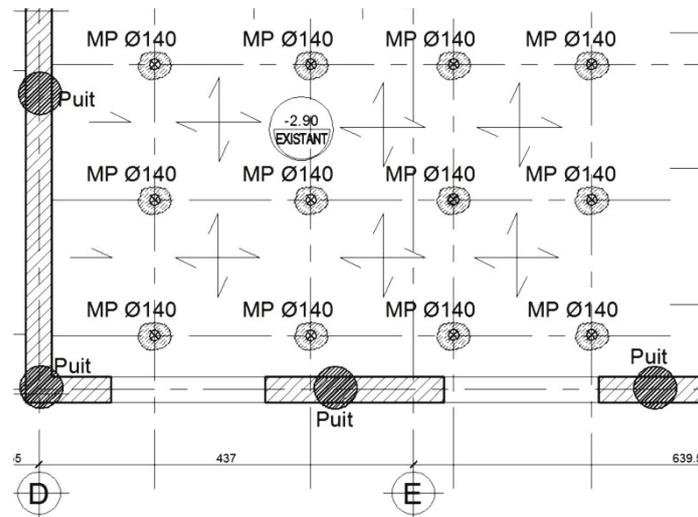


FIGURE 2-29 Vue en plan des fondations-dallage

La mise en charge des micropieux a été faite par des vérins hydrauliques comme l'indique la figure 2-30. Le micropieu a été tracté, par l'intermédiaire du vérin, vers la sous face du dallage jusqu'à ce que se produise un début de flèche sur le dallage. Ensuite le bulbe en béton était coulé.

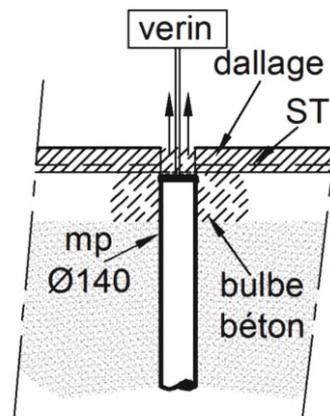


FIGURE 2-30 Détail de liaison micropieu- dallage

Les micropieux qui étaient destinés au dallage devaient supporter des charges de  $N_{ELS} = 1,2$  tonnes par micropieu.

#### Liaison micropieu-puits :

Le projet prévoyait la mise en œuvre d'un micropieu de par et d'autre de chaque puits (2 micropieux par puits).

Le problème qui a été posé était de savoir comment étaient reliés les longrines et les puits.

Dans la partie rez-de-jardin, avec dallage, l'allure du contact entre puits et longrines suggérait qu'ils étaient liaisonnés. En conséquence l'entreprise a réalisé un micropieu de part et d'autre des puits avec massif d'accrochage au puits et à la longrine. Dans la partie rez-de-chaussée, avec vide sanitaire, les contacts entre les puits et les longrines étaient plus difficiles à appréhender. Les photographies des travaux de construction (voir un exemple dans l'annexe B) montraient des ferrailles en attente qui indiquaient que les longrines étaient reliées aux puits.

Les charges qui devaient supporter les micropieux, destinés à renforcer les puits, étaient de  $N_{ELS} = 9$  tonnes par micropieu.

La figure 2-31 montre la solution type du projet de reprise pour le puits. Cette solution consiste à casser une partie du massif existant pour venir créer un nouveau massif qui transmet la charge aux micropieux. On considère que cette transmission se fait par l'intermédiaire des bielles. Le micropieu se justifie en compression. L'inclinaison du micropieu reprend la composante horizontale de la charge,

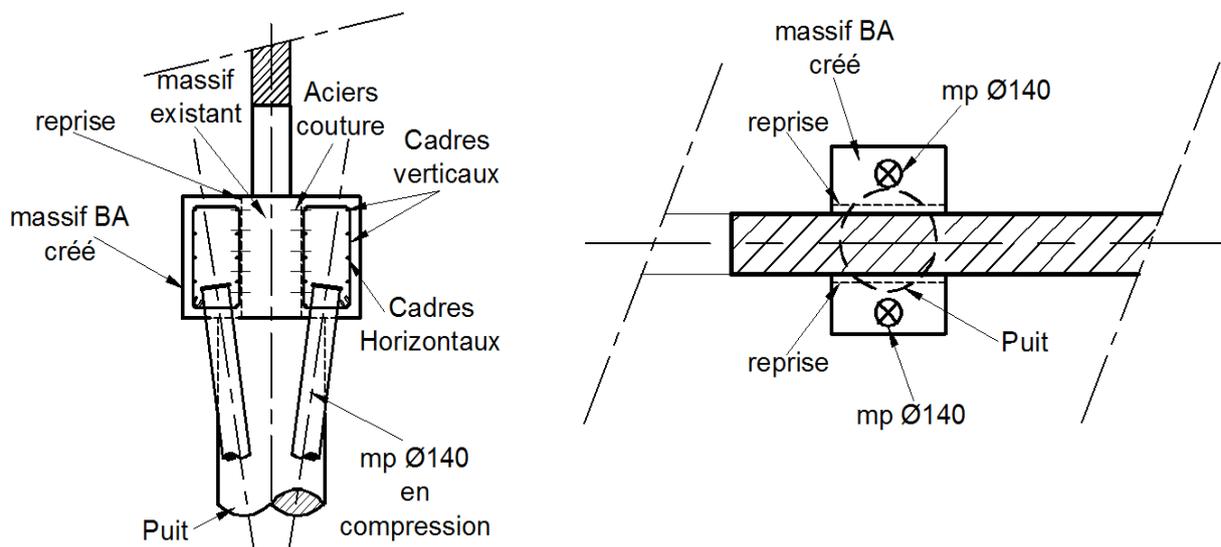


FIGURE 2-31

La figure 2-32 représente la solution alternative quand la solution type ne pouvait pas s'appliquer pour manque d'espace. Dans cette solution il fallait reprendre le moment occasionné par l'excentricité entre la charge de la structure existante et les micropieux. Comme les charges sont faibles le micropieu en traction-compression est capable de reprendre le moment.

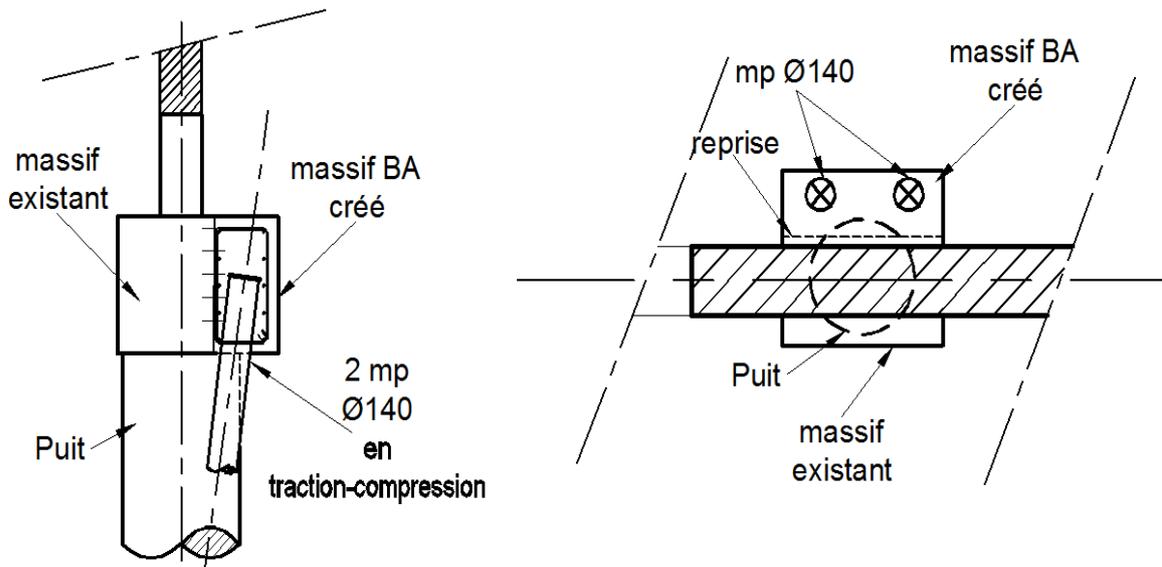


FIGURE 2-32

## 2.5 Conclusion

Ce chapitre a présenté avec une relative profondeur presque toutes les possibilités qui s'offrent à nous lorsque l'on souhaite utiliser les micropieux comme mode de fondation.

On constate clairement l'importance de la méthode utilisée pour établir la liaison entre la structure et la fondation pour un chantier de reprise. L'analyse des charges à reprendre et la déformabilité des micropieux et de la structure sont des paramètres qui doivent être bien étudiés.

### 3 CHAPITRE 3

#### 3.1 Comportement sous chargement axial d'un micropieu isolé

##### 3.1.1 Comportement expérimental :

Les micropieux se différencient des pieux par leur petit diamètre et un élancement bien plus grand, de l'ordre de 100. Si on soumet un micropieu à un essai de chargement axial il aura un comportement régi principalement par le frottement latéral qui se développe le long du fût. La résistance de pointe reste en général négligeable et, lorsqu'elle ne l'est pas, elle n'est mobilisée que tardivement, après le frottement latéral.

Le mécanisme du développement du frottement latéral, est mis en évidence en mesurant la diffusion du raccourcissement du pieu à partir de la tête et jusqu'à la pointe. On utilise un extensomètre descendu dans un tube scellé dans le micropieu.

La figure 3-1 montre cette répartition du raccourcissement local du micropieu ( $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ ) en fonction de la profondeur, mesurée à l'extensomètre amovible, lors du chargement axial d'un micropieu.

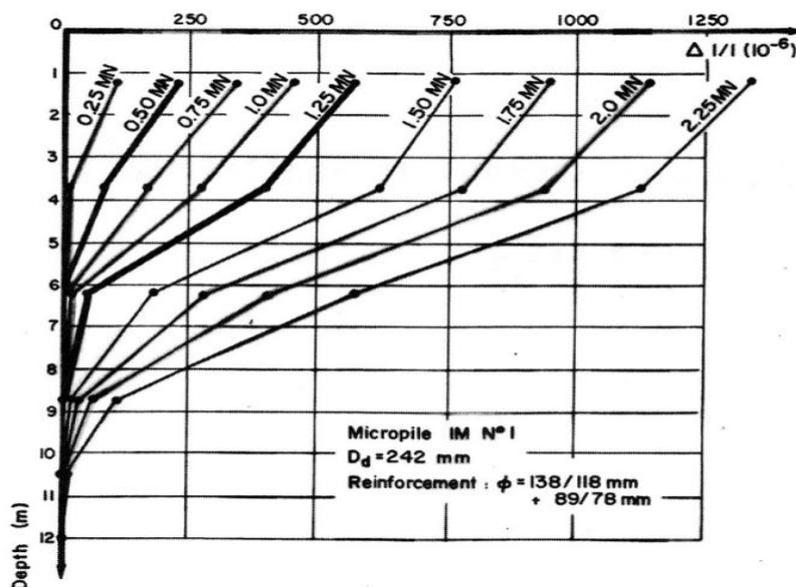


FIGURE 3-1 Courbe de la compression le long d'un micropieu en fonction de l'effort appliqué en tête au cours d'un essai de chargement

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

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

Et donc les courbes de raccourcissement avec la profondeur ont les mêmes formes que celles de la répartition de l'effort dans le micropieu.

Pour les faibles charges, le micropieu n'est contraint que sur une partie de sa longueur. Quand la charge augmente en tête, la partie contrainte augmente, en même temps que les

courbes de diffusion de la charge (ou du raccourcissement) en tête se font linéaires et parallèles dans leurs parties supérieures.

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

### 3.1.2 Interprétation théorique :

Considérons un micropieu de diamètre  $B$ , de longueur  $L$  et de rigidité  $ES$ , mis en place dans un sol homogène. Et on néglige la résistance de pointe du micropieu.

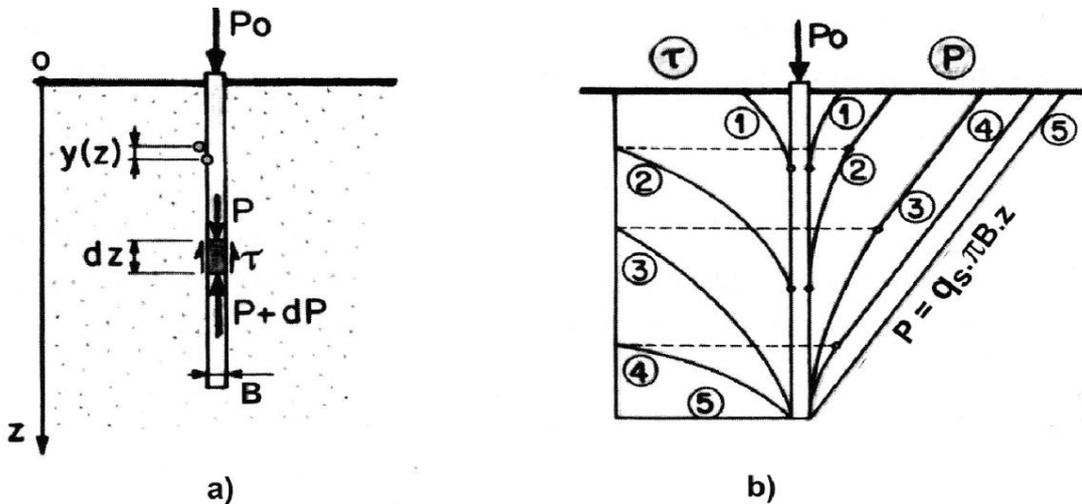
La loi de mobilisation du frottement latéral est un élément important qui gouverne le comportement du micropieu. Nous ferons l'hypothèse d'une loi linéairement élastique-parfaitement plastique, caractérisée par les deux paramètres :

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

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

L'équation différentielle de l'effort axial  $P(z)$  (ou du raccourcissement  $\epsilon(z)$ ) dans le micropieu peut être établi en traduisant en équations les trois points suivants :

- L'équilibre local du micropieu (figure 3-2 a)
- L'élasticité linéaire du micropieu ;
- La loi de mobilisation du frottement latéral.



Equilibre local du micropieu

Phases du chargement du micropieu au fur et à mesure de la mobilisation et de la saturation du frottement latéral à l'interface sol/micropieu

FIGURE 3-2 Modélisation des phases de chargement d'un micropieu en fonction de la modélisation du frottement latéral (loi élastique linéaire-parfaitement plastique).

On obtient les équations suivantes :

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

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

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

et, par combinaison, l'équation différentielle :

$\frac{dP}{dz} - \frac{P}{\lambda} = 0$  avec  $\lambda = \sqrt{\frac{ES}{k \cdot \pi \cdot B}}$  appelée « longueur efficace de référence » valable tant que le frottement latéral limite  $q_s$  n'est pas atteint ( $y \leq y_1$ ). Dans le cas contraire, l'effort  $P(z)$  dans le pieu est donné par :

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

Les conditions aux limites sont :

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

Il en résulte deux courbes possibles pour  $P(z)$  :

Une quand le frottement latéral limite n'est atteint en aucun point du point ( $y \leq y_1$ ). L'effort  $P(z)$  est donné par :

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

Une autre quand il est atteint sur toute la partie supérieure du micropieu définie par ( $0 \leq z \leq z_1$ ). L'effort  $P(z)$  est donné par :

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

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

Au fur et à mesure de la saturation du frottement latéral, à partir de la tête du micropieu, les courbes  $P(z)$  présentent une partie linéaire et une partie indépendante de la charge en tête (figure 3-2b)

Ce calcul ne met pas en évidence, dans la phase où il n'y a aucune saturation du frottement latéral ( $y \leq y_1$  tout au long du pieu), la profondeur critique au-delà de laquelle le micropieu n'est plus contraint.

## 3.2 Dimensionnement des micropieux

### 3.2.1 Introduction

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

- L'approche numérique : méthodes des éléments finis, méthodes des fonctions de transfert de charge (modèle de Winkler/méthode du module de réaction ) et la méthode des équations intégrales ;
- L'approche par les méthodes simplifiées : les méthodes empiriques, les méthodes des modèles équivalents, et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité.

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

Il est important de signaler que la plupart des méthodes de calculs adoptées pour les micropieux, ont été développées, à l'origine, pour les pieux.

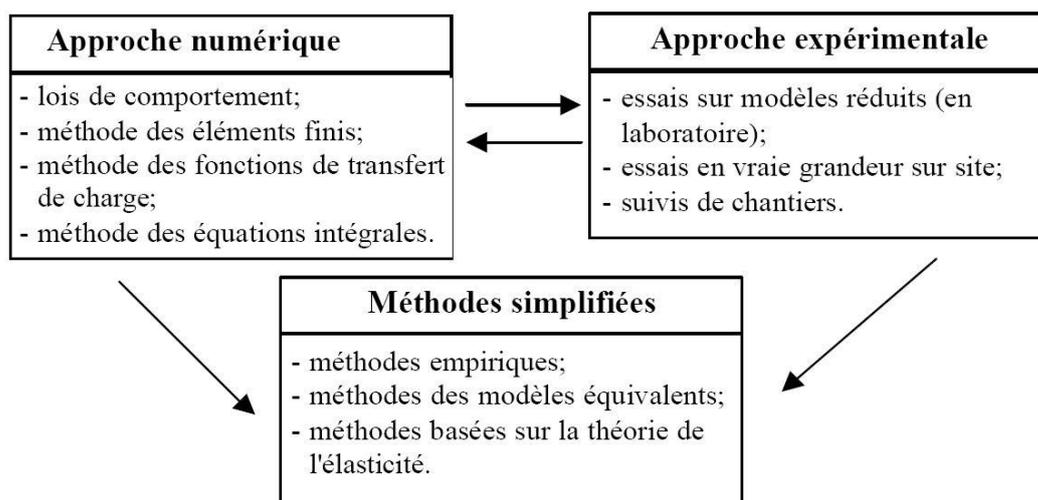


FIGURE 3-3 Schéma représentant les liens entre les différentes approches d'étude du comportement des micropieux

La justification d'un micropieu soumis à un effort axial impose qu'au moment de leur conception les précautions suivantes soient considérées :

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

Seul l'acier est pris en compte dans les justifications pour les micropieux de type *II, III, IV*. Pour tenir compte de la corrosion, on conduit les calculs avec une section d'acier réduit.

### **3.2.2 Calculs des micropieux soumis au chargement axial**

La norme P11-212-1 (DTU 13-2) s'applique au calcul des micropieux de bâtiment, le fascicule 62-titre V(1993) aux micropieux de génie civil.

Le fascicule 62-titre V sera présenté ici car il est plus précis que la norme P 11-212-1 et prend bien en compte les actions sur les fondations profondes (frottements négatifs, poussées latérales...). Si les principes sont les mêmes, les tableaux, abaques et coefficients de sécurité partiels sont différents.

#### Principes du calcul

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

On distingue :

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

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

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

### **3.2.3 Situations et actions**

#### Situations :

La justification de la structure est envisagée pour différentes actions :

- Situations en cours de construction,
- Situations en cours d'exploitation,
- Situations accidentelles.

#### Actions :

Les actions sont classées en actions permanentes, variables et accidentelles

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

Les valeurs représentatives des actions sont :

- pour les actions permanentes :  $G_k$
- pour les actions variables :
  - o valeurs caractéristiques  $Q_{ik}$  de l'action  $Q_i$
  - o valeurs de combinaison  $\Psi_{0i} Q_{ik}$
  - o valeurs fréquentes  $\Psi_{1i} Q_{ik}$
  - o valeurs quasi permanentes  $\Psi_{2i} Q_{ik}$

Les actions sont transmises aux micropieux :

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

#### Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul

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

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

Combinaisons fondamentales :

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

$G_{max}$  : actions permanentes défavorables,

$G_{min}$  : actions permanentes favorables,

$G_w$  : actions des pressions de l'eau,

$G_{sn}$  : actions éventuelles de frottement négatif,

$G_{sp}$  : actions éventuelles de poussées latérales,

$F_w$  : actions hydrodynamiques,

$Q_{1k}$  : valeur caractéristique de l'action variable de base,

$\Psi_{0i} Q_{ik}$  : valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

Dans le cas où les micropieux traversent une couche de sol compressible, il faut envisager la possibilité de frottement négatif. Celui-ci se produit, d'une manière générale, lorsque le tassement du sol est supérieur au tassement du pieu qui le traverse.

Le tassement progressif, par consolidation de la couche compressible, provoque sur le pieu un frottement dirigé vers le bas, le déplacement relatif sol-pieu étant dirigé dans ce sens.

On isole les sollicitations dues au frottement négatif car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables.

Pour les justifications on prendra le maximum, soit des actions permanentes et du frottement négatif, soit des actions permanentes et des surcharges.

En ce qui concerne les coefficients de pondération :

$\gamma_{Gw}$  : vaut 1,0 lorsque la pression interstitielle présente un caractère favorable, 1,05 lorsque la pression interstitielle présente un caractère défavorable ;

$\gamma_{sn}$  : vaut 1,2 ou 1, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable ;

$\gamma_{sp}$  : vaut 1,2 ou 0,6, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable ;

$\gamma_{Fw}$  : vaut 1,2 ou 0,9 , sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable ;

$\gamma_{F1Q1}$  : vaut 1,33 dans le cas général, 1,20 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

Combinaisons accidentelles :

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

$F_A$  : valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\Psi_{11} Q_{1k}$  : valeur fréquente d'une action variable  $Q_1$  ;

$\Psi_{2i} Q_{ik}$  : valeur fréquente d'une action variable  $Q_i$  ;

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

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

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

Combinaisons rares :

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

Combinaisons fréquentes :

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

Combinaisons quasi permanentes :

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

### 3.2.4 Calcul de la charge limite du micropieu

#### A partir des essais sur chantier

Dès le début du chantier on exécutera au moins deux essais de chargement statique axial de conformité par nature de sol (NF P 94-150 pour ce qui concerne les essais de compression).

En fonction du nombre d'essais de chargement statiques, qui peut être supérieur à 2, on pourra appliquer, lorsque la dispersion des résultats n'excède pas 30%, la valeur suivante, proposée par F. Baguelin (Fascicule 62-titre V, 1993, annexe C1) :

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

Avec :

$Q$  désigne la valeur à déduire de l'essai : les charges limites  $Q_u$  ou les charges de fluage  $Q_c$ , tant en compression qu'en traction ;

$Q_{min}$  minimum des valeurs mesurées ;

$Q_{max}$  maximum des valeurs mesurées ;

$\xi$  coefficient donné par le tableau ci-après en fonction du nombre N d'essais ;

N	2	3	4	5
$\xi$	0,55	0,20	0,07	0,00

L'Eurocode 7-1 (NF EN 1997-1 juin 2005) recommande de calculer la charge limite caractéristique  $Q_k$  ( $Q_u$  en compression ou  $Q_{tu}$  en traction) à partir de N résultats d'essais de chargement statique de la manière suivante :

$$Q_k = \text{Min} \left\{ \frac{(Q_m)_{moy}}{\xi_1}, \frac{(Q_m)_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Les valeurs recommandées pour  $\xi_1$  et  $\xi_2$  sont données dans le tableau ci-dessous. Lorsque la dispersion des valeurs mesurées  $Q_m$  de la charge limite n'est pas trop élevée, c'est la valeur moyenne  $(Q_m)_{moy}$  qui gouvernera ; lorsque la dispersion est élevée, ce sera la valeur minimal  $(Q_m)_{min}$  (ce qui peut inciter à diviser le site en zones plus « homogènes »).

**TABLEAU Eurocode 7-1**

Valeurs recommandées pour les coefficients de corrélation  $\xi$  (N-nombre d'essais de chargement statique)

$\xi$ pour N =	1	2	3	4	$\geq 5$
a) Coefficient $\xi_1$ sur la moyenne de $Q_m$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
b) Coefficient $\xi_2$ sur la valeur minimale de $Q_m$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

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

### A partir des abaques des normes, règles ou recommandations

On rappelle que l'élançement des micropieux est grand, et que l'on néglige la résistance de pointe. La charge limite correspond donc seulement à l'effort mobilisable par frottement latéral  $Q_{su}$ .

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

Les différents documents qui fournissent les valeurs de  $q_s$  sont :

- Fascicule 62 Titre V
- Norme P11-212-1 (DTU 13.2)
- Bustamante M, Doix B « Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés »
- Comité français de la mécanique des sols et des travaux de fondations Recommandation TA95

La valeur du frottement latéral unitaire  $q_s$  dépend du couple type de micropieu /nature du sol. La variation d'un des paramètres d'exécution pouvant influencer de façon très significative sur  $q_s$ , il n'est pas étonnant que les résultats des essais sur micropieux soient très dispersés et qu'il soit délicat d'obtenir des abaques représentatifs de la réalité complexe des chantiers.

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

A l'étape du projet et encore plus du chantier il est très fortement recommandé de faire des essais pour vérifier les valeurs de calcul de  $q_s$ . Les essais de traction sont généralement suffisants, puisque les micropieux travaillent peu ou pas en pointe et que le frottement latéral en traction et en compression est a priori du même ordre de grandeur. Ces essais sont normalement réalisés par paliers de chargement.

$$Q_u = (Q_{pu} = 0) + Q_{su} \text{ charge limite en compression}$$

$$Q_{tu} = Q_{su} \text{ charge limite en traction}$$

$$Q_{pu} = \text{l'effort limite mobilisable sous la pointe}$$

$Q_{su}$  = l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût (cette hauteur ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol. Si le micropieu est soumis à des frottements négatifs, il conviendra définir deux valeurs de  $Q_{su}$  l'une pour la compression, l'autre pour la traction.

Le fascicule 62 calcule le frottement latéral total  $Q_{su}$  à partir du diamètre du forage sans aucune augmentation due à la pression d'injection qui, pour les types III et IV, permet généralement d'obtenir un bulbe de diamètre supérieur au diamètre du forage dans les

terrains résistants (Figure 3-4). La méthode de calcul de Bustamante et Doix (1985) présente notamment l'avantage de tenir compte de ce bulbe.

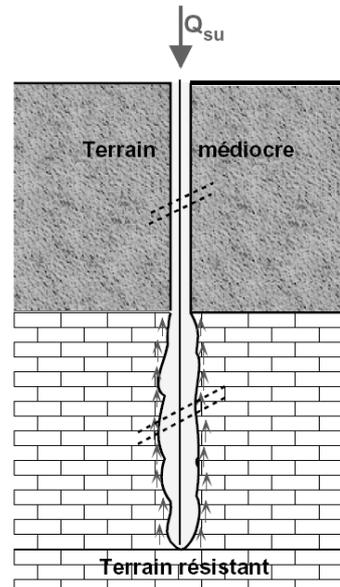


FIGURE 3-4 Schéma de mobilisation du frottement latéral.

Nota : Dans les terrains médiocres l'effort de frottement latéral  $Q_{su}$  pourra être pris en compte, mais avec prudence, s'il n'y a aucun risque de frottement négatif (Figure 3-4).

Calcul de  $Q_{su}$  selon le Fascicule 62 Titre V (1993) :

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z) dz$$

$P$  = désigne le diamètre nominal du trou de forage

$q_s(z)$  = désigne le frottement latéral unitaire limite à la cote  $z$ , calculé suivant les indications de l'annexe C (figure C-1 et tableau C-1)

Calcul de  $Q_{su}$  selon la méthode de calcul de Bustamante et Doix (1985):

La méthode a été appliquée pour deux types de micropieu : IRS et IGU

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$Q_p$  = résistance total de pointe = 15%  $Q_s$  (ou bien calculé avec l'expression de calcul proposée, en fonction de la limite de pression du sol déterminée par l'essai préssiométrique de Mènard)

$Q_s$  = résistance latérale total =  $\pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$

$d_s$  = diamètre équivalent =  $\alpha \cdot d$  ( $\alpha$  = coefficient de majoration (voir annexe C tableau C-2),  
 $d$  = diamètre de la perforation)

$L_s$  = la longueur de la zone d'injection

$s$  = l'unité de résistance tangentielle en l'interface entre la zone d'injection et le sol environnant. ( $s_l = \sum_i(\pi \cdot d_{si} \cdot L_{si} \cdot s_i)$  dans le cas où le sol ait des caractéristiques différentes par couche)

### Charge limite en traction :

La charge limite en traction peut être bornée inférieurement par la prise en compte du volume de sol associé ( Figure 3-5) laquelle fait intervenir le nombre de couches de sol, leurs caractéristiques  $\gamma$ ,  $\varphi$  et  $c$  et la distribution des micropieux. Suivant la valeur relative de  $q_s$ , le volume associé sera nul ( $q_s$  faible), partiel ou total ( $a = 0$  pour un  $q_s$  fort). Si on considère un effort de traction quasi permanent, on devra généralement négliger la cohésion  $c$ . Cette borne peut être dimensionnante pour un micropieu court.

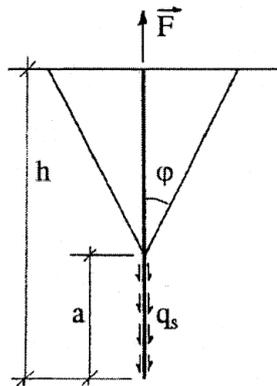


FIGURE 3-5 Volume de sol associé à la partie haute du micropieu pour un sol homogène (Vezole, 2002)

### **3.2.5 Justifications du micropieu vis-à-vis du sol**

#### Fascicule 62-Titre V (1993)

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

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

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

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

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

TABLEAU Justifications des micropieux par rapport au sol

États limites ultimes	$Q_{min}$	$Q_{max}$
Combinaisons fondamentales	$\frac{Q_{tu}}{1,40}$	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$\frac{Q_{tu}}{1,20}$	$\frac{Q_u}{1,20}$

États limites de services	$Q_{min}$	$Q_{max}$
Combinaisons rares	$\frac{Q_{tc}}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi permanentes	$\frac{Q_{tc}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,40}$

#### Eurocode 7-1

Les états limites ultimes sont vérifiés par un calcul de charge portante. Les états limites de service sont vérifiés par des calculs de déplacement.

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

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

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

- Combinaisons fondamentales :  $\gamma_t = 1,1$  et  $\gamma_{st} = 1,25$  ;
- Combinaisons accidentelles :  $\gamma_t = \gamma_{st} = 1,0$

Ces valeurs doivent impérativement être associées à des valeurs de charge limite caractéristique  $Q_k$  définies selon des critères adaptés.

#### Justifications concernant l'acier

On justifie l'acier aux états limites ultimes, en prenant une section réduite due à la corrosion et en appliquant un coefficient de sécurité partiel de 1,25.

On notera que ce coefficient est plus élevé que le coefficient préconisé par le DTU 13.2 qui est seulement de 1,15.

Les armatures de précontrainte sont justifiées aux états limites de service sous combinaisons rares, en limitant la contrainte moyenne de traction à  $0,6 f_{peg}$  pour éviter le risque de corrosion sous tension.

### Justifications vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme

Comme les micropieux ont une très faible inertie on vérifie qu'ils ne flambent pas quand ils travaillent en compression. Cette vérification est faite spécialement quand ils traversent en tête des sols médiocres.

L'inertie des micropieux équipés des barres est faible. Pour des charges importantes et à la traversée de sols peu résistants on utilisera donc plutôt des tubes pour bénéficier d'une inertie suffisante qui évitera généralement le flambement du micropieu. On consacrera une partie du chapitre 5 au calcul du flambement.

### **3.2.6 Essais statiques et dynamiques**

Des essais statiques et dynamiques ont été réalisés dans le projet national FOREVER.

Les résultats des essais statiques ont été comparés avec les règles existantes. On a constaté que la technologie de mise en œuvre est un paramètre important pour la détermination du frottement latéral. Les abaques donnent des valeurs que ne concordent pas avec les résultats des essais.

Les essais dynamiques sont faciles à utiliser mais ils donnent une estimation approchée de la résistance statique.

#### Les recommandations :

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

On ne prendra pas en compte la résistance de pointe dans le dimensionnement. On pourra donc se contenter d'essais d'arrachement de micropieux, même quand les micropieux de l'ouvrage considéré sont chargés en compression.

Les essais seront menés à la rupture par paliers de charge. La norme<sup>4</sup> préconise une valeur de traction d'essai égale au minimum à 1,5 fois la valeur estimée de la charge limite vis-à-vis du sol.

Pour tenir compte des spécificités des micropieux, on ne retiendra pas la méthode de détermination de la traction de limite de la norme, mais la suivante : « la traction limite sera celle correspondant à un déplacement de la pointe de 5mm. Si le déplacement est mesuré en tête de micropieu, on lui déduira l'allongement propre du micropieu calculé en supposant une répartition uniforme du frottement le long du pieu :  $\gamma_{tête} = \gamma_{pointe} + \frac{1}{2} FD/ES$ , où F est la charge appliquée, D la longueur du micropieu, E et S sont respectivement le module d'Young et la section de l'armature. »

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

Le nombre d'essais idéal est au minimum deux essais parfaitement instrumentés pour tester toutes les couches frottantes. Plus un essai du même type par tranche de 50 micropieux.

---

<sup>4</sup> NF P 94-150-1 et NF P 94-150-2

La réalisation des longueurs libres étant toujours très délicate, on testera chaque couche successivement, en réalisant des micropieux de longueurs différentes, pour faire ensuite une interprétation en différentiel.

### **3.3 Conclusion**

On constate que le comportement des micropieux est complexe car il est paramétré par la technologie de sa mise en place et le type de sol qu'ils traversent.

Cette complexité nous incite à utiliser les essais, de préférence les essais statiques, pour leur dimensionnement.

## 4 CHAPITRE 4

### 4.1 Comportement sous chargement transversal d'un micropieu isolé

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

- Fondations de portique,
- Fondations de plies et coulées de ponts,
- Micropieux dont une partie importante de la fiche traverse des sols mous chargés dissymétriquement qui entraînent des poussées latérales sur leurs fûts,
- Fondations de murs antibruit,
- Micropieu sous sollicitations sismiques,

Les efforts latéraux peuvent être soit en tête, soit sur une partie du fût. L'axe  $z$  positif, pour ce type d'ouvrage, est dirigé vers le bas.

On désigne par  $B$  le diamètre du fût ou largeur frontale du micropieu et par  $\phi$  le diamètre de l'armature (barre ou tube).

En tête, les efforts sont transmis par la superstructure (figure 4-1) ils peuvent être représentés par leurs éléments de réduction,  $N_0$  (effort normal),  $T_0$  (effort tranchant) et  $M_0$  (moment fléchissant). On peut découpler l'effet de l'effort normal de ceux de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

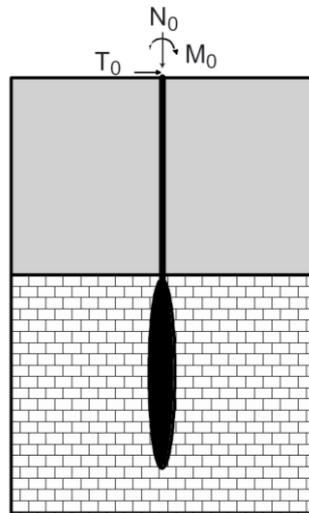


FIGURE 4-1 Micropieu soumis à des efforts en tête  $N_0$ ,  $T_0$  et  $M_0$

Sur une partie du fût, les efforts sont transmis par des poussées latérales du terrain d'autant plus importantes que ce terrain est instable ;  $g(z)$  désigne le déplacement libre du sol et  $y(z)$  celui du micropieu (figure 4-2)

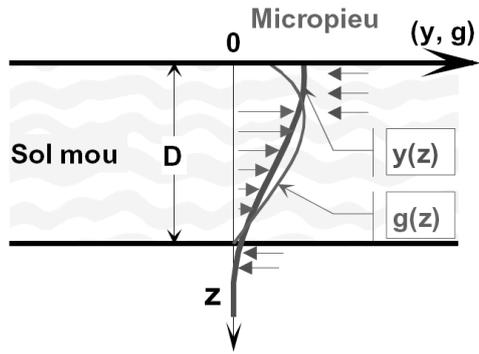


FIGURE 4-2 Micropieu soumis à des efforts latéraux sur une partie du fût

Quand un micropieu est soumis en tête à des efforts transversaux : moment  $M_0$  et effort tranchant  $T_0$ , il va se déplacer pour mobiliser dans le sol des réactions  $p$  équilibrant en tout point  $z$ , les moment fléchissant  $M(z)$  et l'effort tranchant  $T(z)$  ( figure 4-3)

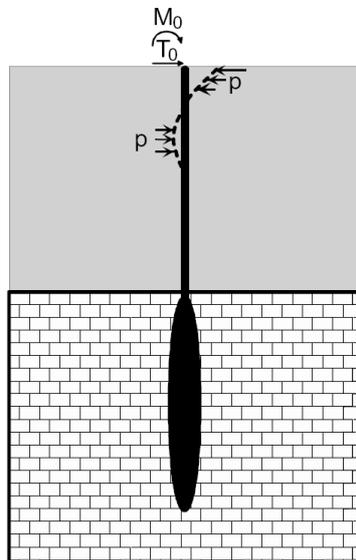


FIGURE 4-3 Mobilisation de la réaction latérale du sol par un micropieu

La réaction du sol sur le micropieu  $P = pxB (kN/m)$  est fonction du déplacement  $y$  perpendiculaire au micropieu. La courbe de réaction du sol  $P(y)$  a généralement l'allure d'une courbe hyperbolique (figure 4-4)

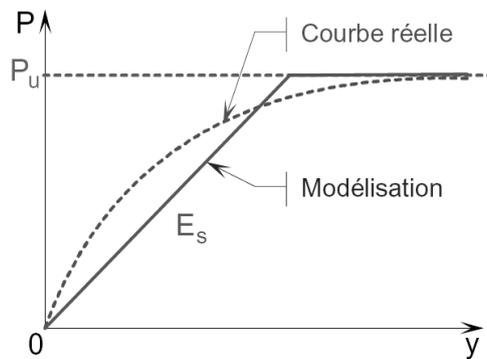


FIGURE 4-4 Courbe de réaction sol-micropieu

En faisant linéaire la courbe de réaction du sol par une seule droite sécante et par une valeur limite pour un certain déplacement, on définit le module de réaction  $E_s$  par la pente (Figure 4-4).

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

Le coefficient de réaction  $k$  est défini par :

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

On a donc :

$$E_s = k \times B$$

## 4.2 Cas d'un pieu sollicité en tête et soumis à des poussées latérales

La méthode de calcul qui est proposée est basée sur le calcul en déplacement. Cette méthode est dérivée de la théorie du module de réaction de Winkler.

Pour un micropieu sollicité en tête et soumis à des poussées latérales du sol et à une cote  $z$  données, on admet que les efforts sont fonction de la différence  $\Delta y = y(z) - g(z)$  entre le déplacement d'équilibre  $y$  et le déplacement libre du sol  $g$  donc :

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

Dans le cas général, on a une courbe de réaction (figure 4-4) qui varie avec le niveau  $z$ . Le module  $E_s$  est donc fonction du niveau  $z$  et de la différence  $\Delta y = y(z) - g(z)$ .

$$P(z) = E_s(z, \Delta y) \cdot \Delta y = E_s(z, \Delta y) \cdot [y(z) - g(z)]$$

Le module de réaction  $E_s$  (ou le coefficient de réaction  $k$ ) est constant seulement si l'on fait l'hypothèse d'une réaction du sol linéaire. Pour les grands déplacements, on arrive à une réaction limite appelée réaction ultime  $P_u$  du sol.

Le comportement du micropieu dépend de la rigidité relative micropieu-sol, c'est à dire de sa propre rigidité à la flexion  $E_p \cdot I_p$  et de celle du sol  $E_s$ . La rigidité relative micropieu-sol est exprimée par la longueur de transfert  $l_0$ .

Dans la terminologie de calcul, le micropieu a le comportement souple d'un pieu relativement long sous efforts transversaux, car il est élancé. On tiendra compte de sa propre déformation, et les conditions en pointe n'auront pas d'influence sur les efforts et déplacements de la partie supérieure.

### Equation d'équilibre

On applique les équations des poutres droites soumises à une force répartie  $P$  (kN/m) (figure 4-5)

$$P(z) = -EI_{Gx} \cdot y^{(4)}$$

$$T(z) = EI_{Gx} \cdot y^{(3)}$$

$$M(z) = EI_{Gx} \cdot y^{(2)}$$

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

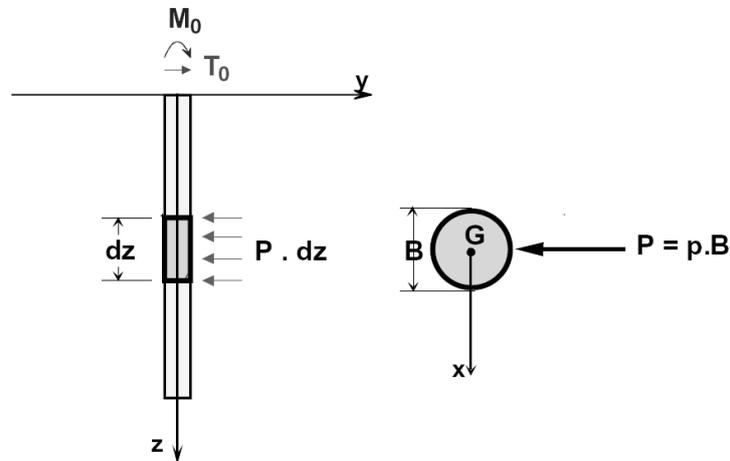


FIGURE 4-5 Modélisation de l'interaction micropieu-sol

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

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

$P_{(z)}$  : Charge répartie le long du micropieu en kN/m  $P = pxB$  (réaction du sol) ;

$T_{(z)}$  : Effort tranchant (par convention la dérivé du moment par rapport à  $z$  est égale à  $+T_{(z)}$ ) ;

$M_{(z)}$  : moment fléchissant ;

$\theta_{(z)}$  : rotation.

A partir des équations :

$$P(z) = -EI_{Gx} \cdot y^{(4)}$$

$$P(z) = E_s(z, \Delta y) \cdot [y(z) - g(z)]$$

On obtient l'équation d'équilibre des pressions sur le micropieu :

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

Sa résolution nécessite la connaissance de :

- De la fonction  $g(z)$  donnant le déplacement libre du sol à tout niveau ; lorsque  $g(z) = 0$  on est dans le cas le plus usuel du micropieu sollicité horizontalement en tête sans poussées latérales du sol.
- De la fonction  $E_s(z, \Delta y)$ , c'est -à- dire de la courbe de réaction ( $P, \Delta y$ ) à tout niveau  $z$
- Des conditions aux limites en tête et en pointe du pieu

#### 4.2.1 Calcul d'un micropieu isolé soumis en tête à un moment $M_0$ et un effort $T_0$ ( $g(z) = 0$ )

Sol homogène linearaiment élastique,  $E_s = constante$

On suppose et on vérifiera que le sol reste en élasticité linéaire. En tenant compte des signes de P et de y, on a  $P(z) = -E_s \cdot y(z)$ . Et on en déduit l'équation différentielle suivante :

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

Dont la solution générale est :

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

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

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

Nous verrons comme exemple le cas du micropieu infiniment long ou souple :

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

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

Deux conditions en tête suffisent pour résoudre l'équation.

On traite ci-dessous à titre d'exemple le cas du micropieu libre en tête, soumis à  $M_0$  et  $T_0$ .

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

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

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

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

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

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

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

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

En particulier si  $M_0 = 0$ ,  $x = \arctan 1 = \frac{\pi}{4}$

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

### Définition pratique du micropieu infiniment long ou souple

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

### Sol hétérogène linéairement élastique :

Pour le calcul on place à chaque nœud des tronçons discrétisés des ressorts schématisant la réaction du sol. On peut utiliser des logiciels de structures (élasticité linéaire) ou des logiciels spécialisés aux calculs de pieux.

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

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

Avec :

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

$l$  : zone d'action de chaque ressort.

La rigidité à la flexion  $E_p I_p$  du micropieu est celle de la seule armature, en négligeant toute participation du coulis de ciment.

### Sol hétérogène. Lois élastiques parfaitement plastiques ou lois réaction quelconques :

Le sol est découpé en  $n$  couches suffisamment minces pour que, à chaque couche, on puisse attribuer une courbe de réaction unique et pour que la valeur du déplacement au milieu de la couche puisse être considérée comme représentative de toute la couche. L'équation différentielle est résolue pour chaque couche en linéarisant la courbe de réaction à chaque itération (figure 4-6)

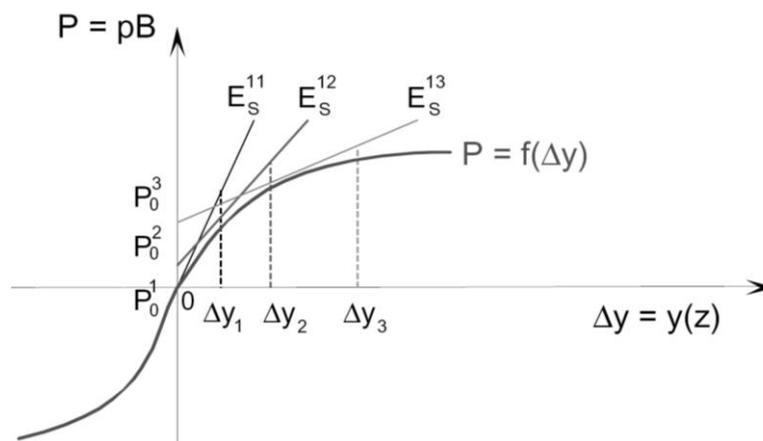


FIGURE 4-6 Courbe de réaction quelconque. Logiciel PILATE du LCPC

La résolution du système nécessite deux conditions en tête (connues) et deux conditions en pied (à estimer en fonction des caractéristiques du sol et du micropieu). Les micropieux étant

souples, les conditions en pied ne conditionnent ni les valeurs des efforts, ni celles des déplacements.

Prenons comme exemple les calculs suivants :

Pour un micropieu de 10 m de long, armé d'un tube 109/127 mm scellés dans un forage de 170mm dans une argile molle de caractéristiques : pression de fluage préssiométrique  $p_f = 0,2 \text{ Mpa}$  et module pressiométrique  $E_M = 3 \text{ Mpa}$ .

Le calcul est effectué pour la valeur limite de l'effort horizontal de 16kN (courbe 1) au-delà duquel le sol commence à entrer en plasticité en tête du micropieu, près de la surface du sol ; puis pour des valeurs croissantes de l'effort horizontal : 25kN (courbe2), 35kN (courbe 3), 40kN (courbe 4), 50 kN (courbe 5)

La figure 4-7 donne les déplacements et la figure 4-8 donne les moments fléchissant.

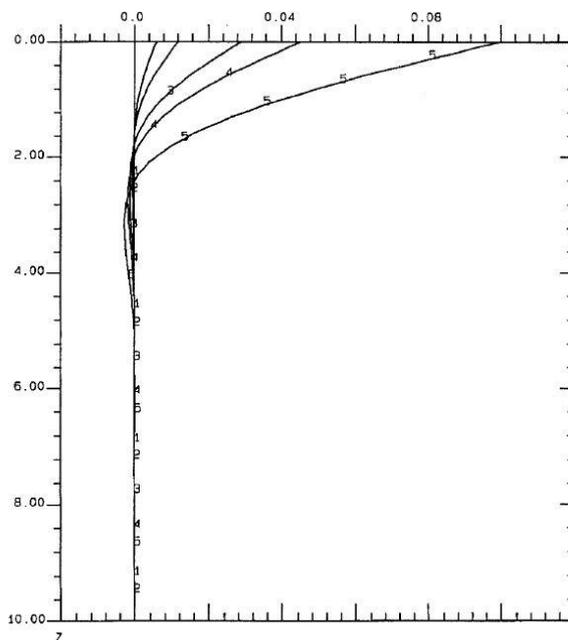


FIGURE 4-7 logiciel PILATE  
Calculs des déplacements (m)

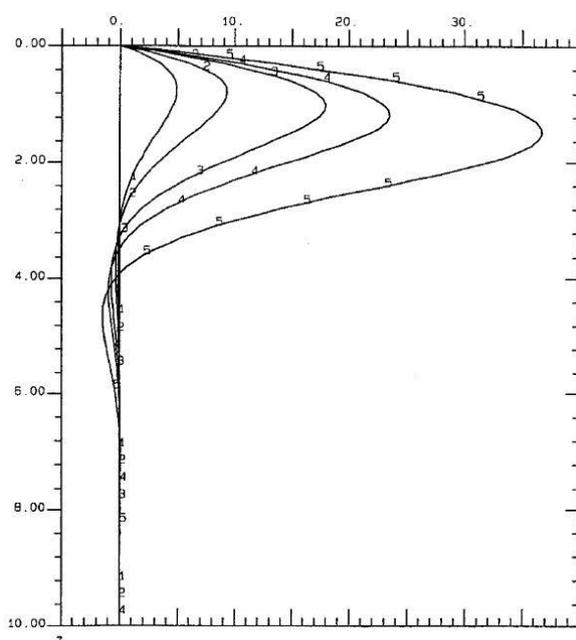


FIGURE 4-8 logiciel PILATE  
Calculs des moments fléchissant (kNm)

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

TABLEAU Résultats des calculs PILATE

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

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

Choix des courbes de réaction frontale (P/ y) (fascicule 62-Titre V, 1993)

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

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

Le diamètre du micropieu étant inférieur au diamètre de référence  $B_0 = 0,60m$ , la valeur de  $E_s$  ne dépende pas de B et vaut :

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

Où  $\alpha$  est le coefficient rhéologique du sol dont les valeurs sont données dans le tableau

TABLEAU Valeurs de  $\alpha$

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	$\alpha$	$E_M/p_l$								
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		-	

A partir des valeurs de  $E_s$ ,  $p_f$ , et  $p_l$  à un niveau donné dans le sol, et la nature des sollicitations en tête on construit la courbe de réaction correspondante (fascicule 62-titre V,1993) :

- Sollicitations permanentes

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

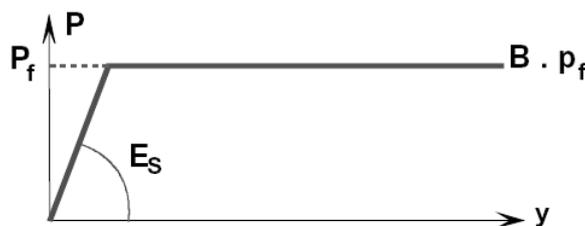


FIGURE 4-9 Courbe de réaction du sol sous sollicitations permanentes

- Sollicitations de courte durée

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



FIGURE 4-10 Courbe de réaction du sol sous sollicitations de courtes durées

- Sollicitations accidentelles très brèves

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

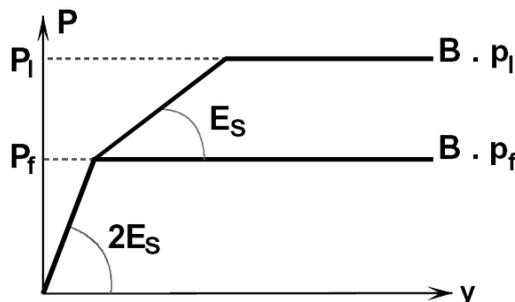


FIGURE 4-11 Courbe de réaction du sol sous sollicitations accidentelles très brèves

- Corrections au-dessus de la profondeur critique

Les micropieux ayant de faibles diamètres on pourra négliger, en première approximation, les corrections à apporter aux courbes de réaction entre la surface du sol et la profondeur critique, préconisées par le Fascicule 62-Titre V. A savoir  $E_s = 0,5 E_s (1 + z/z^*)$

$$z^* = 2B \text{ sol cohérents}$$

$$z^* = 4B \text{ sol pulvérulents}$$

#### Détermination de la longueur de transfert $l_0$ dans des cas courants de chantier

Dans de nombreux cas les micropieux se comportent comme des micropieux infiniment longs  $l \geq 3l_0$ .

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

On calcule les longueurs de transfert  $l_0$ , dans le domaine élastique linéaire du sol, jusqu'à  $p_f$  (tableau ci-dessous)

TABLEAU Calculs de la longueur de transfert  $l_0$  des deux micropieux

N°	$\phi$ (mm)	B (mm)	S (mm <sup>2</sup> )	$E_P$ (MPa)	$I_P$ (mm <sup>4</sup> )	$p_f$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	$\alpha$	$E_s$ (MPa)	$l_0$ (m)
1	50	100	1963	$2 \cdot 10^5$	$3,07 \cdot 10^5$	0,2	3	2/3	5,58	0,46
2	109/127	170	3336	$2 \cdot 10^5$	$5,84 \cdot 10^6$	0,2	3	2/3	5,58	0,96

On obtient une valeur de  $3 l_0$  inférieure à 3m indépendamment du type d'armature des micropieux scellée en tête dans un sol très médiocre. On pourra donc très souvent considérer que le micropieu transmet l'intégralité des efforts de tête au sol sur les premiers mètres.

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

On calcule l'effort transversal maximal  $T_0$  à ne pas dépasser pour éviter que le sol entre en plasticité en tête de micropieu.

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

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

Les deux tableaux ci-dessous donnent les résultats des deux calculs (1) et (2) faits pour une sollicitation permanente et pour une sollicitation à court terme

TABLEAU Calculs de l'effort transversal maximal des deux micropieux, sous sollicitations permanentes, calcul (1)

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

TABLEAU Calculs de l'effort transversal maximal des deux micropieux, sous sollicitations de courte durée, calcul (2)

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

L'effort transversal maximal est modeste, il est plus fort pour un micropieu armé de tube que pour un micropieu armé d'une barre. On constate que les valeurs limites de l'effort transversal sont plus faibles pour les sollicitations à court terme. En effet pour les

sollicitations à court terme, le module de réaction est doublé alors que la pression maximale reste limitée à la pression de fluage ; ce qui signifie qu'on atteint deux fois plus vite le palier plastique.

Le moment maximal repris par l'armature du micropieu,  $M_{sol} = 0,322 \cdot T_0 \cdot l_0$ , peut être comparée au moment élastique de la barre ou du tube en acier, tableau ci-dessous :

TABLEAU Comparaison entre le moment fléchissant et le moment élastique de l'armature

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

Pour la barre, il a été retenu comme limite élastique 500 MPa, et pour le tube 800MPa.

Quand le sol est plastifié dans l'acier les contraintes sont très loin de la limite élastique

On peut montrer que la raideur du sol est trop faible pour que l'acier plastifie avant le sol, dans les cas courants d'utilisation des micropieux.

Quand un sol hétérogène entre en plasticité pour des efforts supérieurs à ces valeurs de  $T_{0,max}$ , on a une augmentation très rapide des efforts dans l'armature du micropieu.

#### 4.2.2 Calcul d'un micropieu isolé soumis à des poussées latérales

##### Comportement d'un micropieu isolé soumis à des poussées latérales

Sous l'influence des contraintes appliquées au sol compressible, celui-ci se déplace librement : courbe  $g(z)$ . Si le déplacement du micropieu  $y(z)$  est supérieur à  $g(z)$ , le sol applique une réaction sur le micropieu ; si le déplacement du micropieu  $y(z)$  est inférieur à  $g(z)$ , c'est au contraire le sol qui entraîne le micropieu, figure 4-2.

Le déplacement du micropieu dépend de la déformée libre du sol, de sa rigidité relative micropieu-sol et des conditions aux limites en tête et en pied. Pour les micropieux ayant une faible rigidité, le déplacement du micropieu est très proche de celui du sol.

Des lois empiriques de  $g(z)$  ont été proposé par des expérimentations<sup>5</sup>.

Le Fascicule 62-titre V -1993 impose, pour évaluer le comportement des micropieux sous ce type de sollicitation, la méthode dite méthode  $g(z)$  qui est très complexe, elle nécessite l'utilisation d'un programme spécifique de calcul.

Quand des poussées latérales du sol agissent sur le fût du micropieu, il est nécessaire de connaître le déplacement libre du sol,  $g(z)$ . Une fois la courbe  $g(z)$  établie, il faut calculer les efforts correspondants dans le pieu en utilisant des lois du type élasto-plastique et en prenant également en compte la déformation propre du pieu. Cette méthode offre l'avantage de tenir compte de la position du pieu par rapport à la charge dissymétrique. Elle montre également tout l'intérêt qu'il y a à construire les remblais avant les fondations.

<sup>5</sup> LCPC 1970-1980

On rappelle l'équation générale précédente d'un micropieu isolé sollicité en tête et soumis à des poussées latérales à un niveau  $z$  : 
$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{E_s(z, \Delta y) \cdot [y(z) - g(z)]}{E_p I_p} = 0$$

#### Sol homogène. Sol en élasticité linéaire

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

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

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

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

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

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

La résolution de l'équation différentielle se fait par un logiciel de calcul.

### **4.2.3 Recommandations :**

#### Reprise d'efforts transversaux par des micropieux

On incline les micropieux pour qu'ils travaillent en traction-compression. Car il a une faible rigidité à la flexion qui le rend incapable de reprendre des efforts transversaux (efforts tranchants et moments) importants.

#### Méthode de calcul aux coefficients de réaction

Pour les micropieux soumis à des efforts transversaux la méthode de calcul aux coefficients de réaction  $k$  (ou aux modules de réaction  $E_s$ ), est applicable.

En règle générale on veillera à ne pas dépasser la limite « élastique » du sol ( $p = p_f$ ).

On peut toutefois accepter qu'une partie du sol, en tête de micropieu, soit plastifiée à condition de vérifier que les déplacements (déplacements et rotations) restent compatible avec le bon fonctionnement de la structure portée.

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

Les lois de mobilisation de la réaction latérale sont de type non linéaire-plastique comme le montre les expérimentations en vraie grandeur ; on peut les représenter classiquement par des hyperboles.

Pour un sol granulaire lâche à peu compact, les lois de mobilisation expérimentales de la réaction latérale sont significativement moins favorables que la loi de mobilisation de la réaction latérale théorique proposée par le fascicule 62 pour des sollicitations permanentes figure 4-12 :

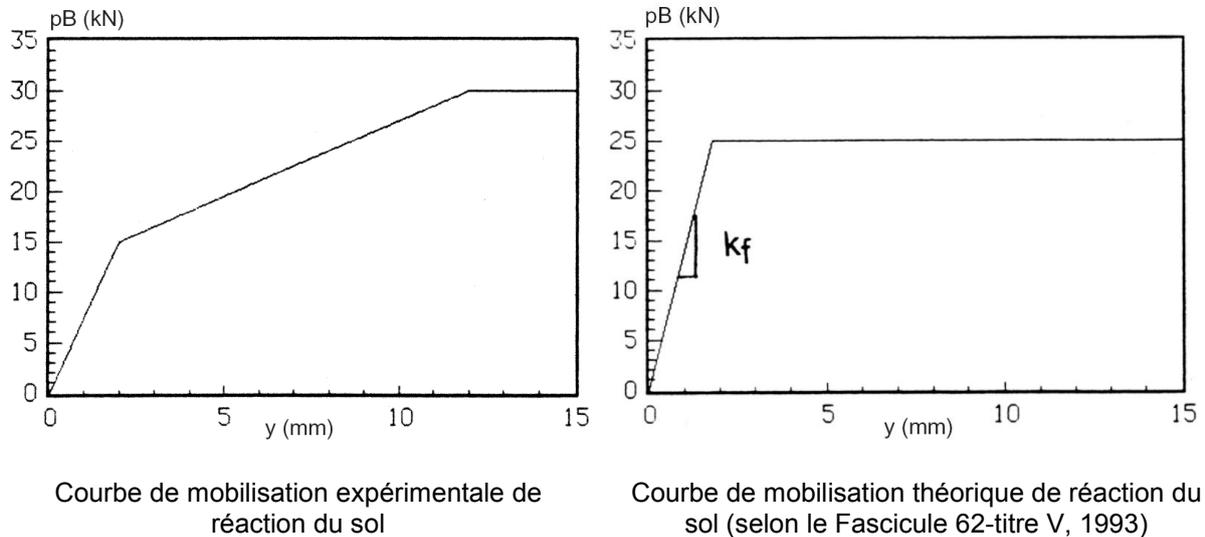


FIGURE 4-12

Le module de la première partie de la courbe de mobilisation expérimentale est largement inférieur au module  $E_s$  du fascicule 62.

Il est possible d'utiliser une courbe de réaction linéaire, identique à celle préconisée par le fascicule 62, mais en divisant par 2 le module  $E_s$  pour les sollicitations permanentes (voir figure 4-9), dans une première approche simple, pour un sol granulaire lâche à peu compact.

Pour un calcul plus complet on pourra approcher la courbe réelle en utilisant une courbe bilinéaire, avec un module  $E_s$  jusqu'à une contrainte latérale égale à  $p_f/2$  pour la première partie et un module  $E_s/5$ , entre  $p_f/2$  et  $p_f$  pour la suite. La contrainte latérale restera limitée à  $p_f$ .

### 4.3 Prise en compte de l'interaction micropieu-structure

La rigidité de la structure peut limiter les déplacements des micropieux et éviter que le sol ne se retrouve en plasticité. Cette interaction des micropieux avec les structures portées peut être bénéfique.

On illustre avec l'exemple suivant ce phénomène :

Prenons deux portiques articulés aux pieds et à inertie constante (HEB220 et HEB600), fondés sur des micropieux 109/127 mm. Chaque portique (de 10m de portée et de 5m de haut) est soumis à une force concentrée de 100kN (figure 4-13) :

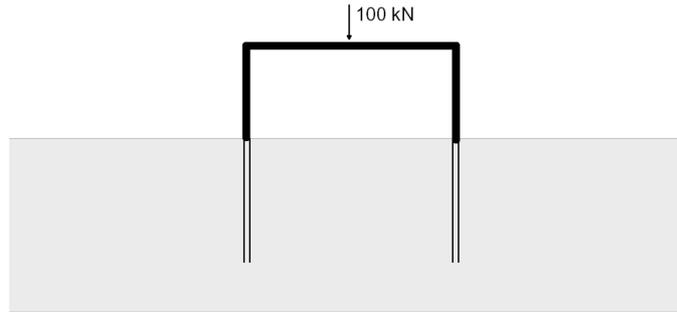


FIGURE 4-13 Portique sur deux micropieux

En prenant l'interaction micropieux-structure et en considérant le sol en élasticité, le tableau ci-dessous donne un résumé des résultats et les figures 4-14 et 4-15 montrent les déplacements :

TABLEAU Calculs de l'effort transversal maximal des deux micropieux, sous sollicitations permanentes, calcul (1)

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

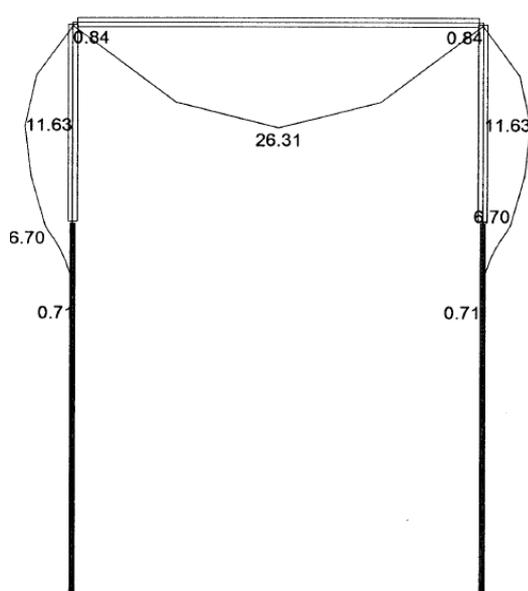


FIGURE 4-14 Calculs des déplacements du portique HEB220 et des micropieux sous EFFEL

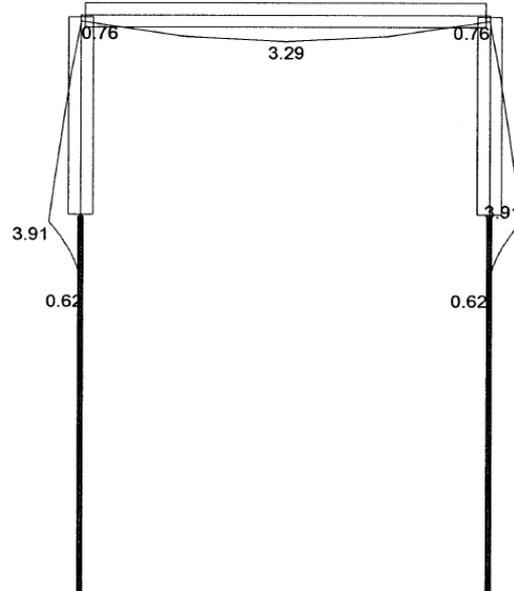


FIGURE 4-15 Calculs des déplacements du portique HEB600 et des micropieux sous EFFEL

Le tableau comparatif suivant montre que les calculs avec interaction peuvent permettre de prendre en compte des efforts latéraux plus importants par rapport aux calculs sans interaction. Il appartient donc au projeteur de juger de l'opportunité de prendre en compte l'interaction micropieu-structure.

TABLEAU : Tableau comparatif des calculs sans et avec interaction avec la structure

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

#### 4.4 Conclusion

Le comportement d'un micropieu soumis à des efforts transversaux est très complexe car il est régi par la rigidité micropieu/sol. Comme le micropieu ne peut pas supporter des charges transversales importantes, il faut les incliner.

## 5 CHAPITRE 5

### 5.1 Chargement combiné

#### 5.1.1 Influence de l'inclinaison des micropieux

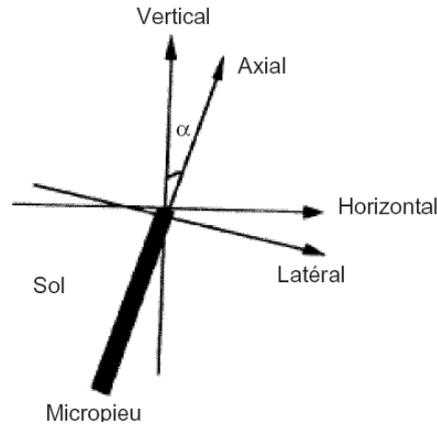


FIGURE 5-1 Conventions et notations pour l'inclinaison des micropieux

Une étude a été réalisée<sup>6</sup> pour évaluer l'influence de l'inclinaison sur le plan verticale d'un micropieu isolé.

Les hypothèses de l'étude étaient :

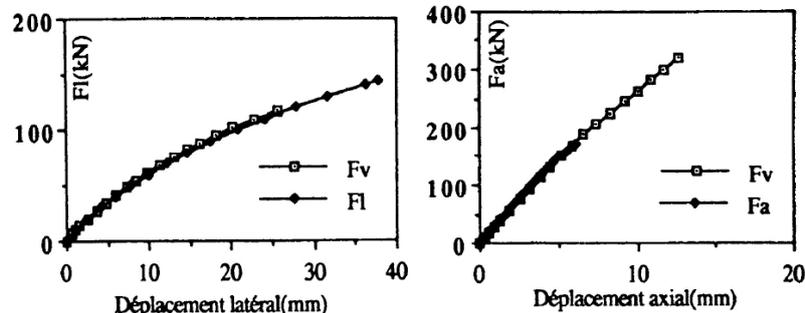
Le micropieu a un comportement élastique linéaire,

Le sol pour un comportement élastoplastique.

Il a été analysé la réponse des micropieux inclinés pour trois cas de chargement : un chargement axial, un chargement latéral et un chargement vertical présentant des composantes axiales et latérales par rapport au micropieu, figure 5-1. L'inclinaison  $\alpha$  du micropieu allait de 0 à 20°.

La figure 5-2 illustre les résultats obtenus de l'étude pour le micropieu incliné de 20°.

FIGURE 5-2 Chargement combiné sur un micropieu incliné de 20°



Réponse dans la direction latérale

Réponse dans la direction axiale

$F_v$  : cas du chargement vertical (combiné par rapport au pieu)

$F_l$  : cas d'un chargement uniquement dans la direction latéral

$F_a$  : cas d'un chargement uniquement dans la direction axiale

<sup>6</sup> Projet National FOREVER

L'évolution de la composante latérale du déplacement en fonction de la composante latérale de la force appliquée est identique pour le cas du chargement latéral et le cas de chargement vertical. Cela veut dire que la direction du chargement affecte peu la rigidité du micropieu par rapport à la composante latérale.

Des résultats identiques ont été obtenus dans la direction axiale.

On en déduit donc que le micropieu a des comportements indépendants pour chaque composante. Ce qui permet de négliger le couplage entre les composantes axiales et latérales du chargement.

Ce résultat permet de justifier le calcul des micropieux inclinés avec découplage des deux composantes du chargement.

La figure 5-3 illustre les résultats obtenus pour les différentes inclinaisons lorsque le micropieu est soumis à un chargement latéral (figure a) ou axial (figure b).

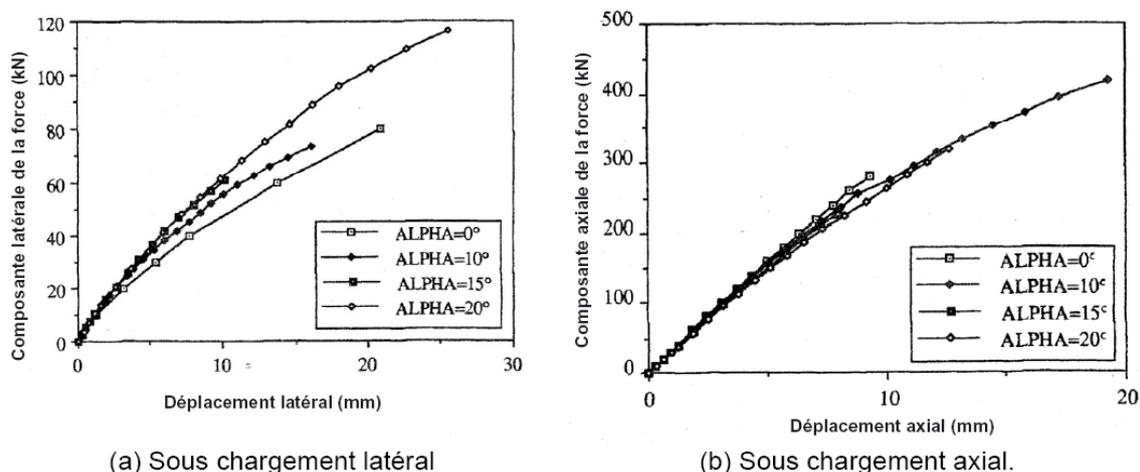


FIGURE 5-3 Influence de l'inclinaison du micropieu sur son comportement

Sous chargement latéral la rigidité du micropieu croit avec l'inclinaison du même.

Sous chargement axiale la rigidité du micropieu est peu affectée par cette inclinaison.

Ce résultat justifie l'intérêt d'incliner les micropieux pour la reprise d'efforts horizontaux.

### 5.1.2 Influence de l'inclinaison du chargement pour un micropieu vertical

Les calculs<sup>7</sup> pour l'étude sur l'influence de l'inclinaison du chargement sur un pieu vertical, s'applique également aux micropieux.

Ils ont été effectués pour différents inclinaisons de chargement en supposant un comportement élastoplastique pour le sol.

L'étude montre que :

<sup>7</sup> Modélisation tridimensionnelle par éléments finis.

- le comportement du pieu dans la direction latérale est indépendant de la composante axiale du chargement,
- La composante latérale du chargement tend à augmenter la rigidité du pieu dans la direction axiale.

Cet effet favorable de l'inclinaison du chargement sur le comportement axial est en général négligé par sécurité dans les calculs où l'on découple les deux composantes.

L'inclinaison du chargement par rapport à l'axe du pieu induit une réduction de sa capacité portante dans les directions axiale et latérale. La charge limite peut être approchée par l'expression suivante :

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

$Q_a$  et  $Q_l$  désignent les capacités portantes dans les directions axiales et latérales.

$Q_{\alpha a}$  et  $Q_{\alpha l}$  sont les composantes de la charge limite inclinée de l'angle  $\alpha$  par rapport à l'axe du pieu.

Une autre étude pour un sol considéré comme élastoplastique avec une interface cohérente et frottante entre le pieu et le sol, a montré que, sous certaines sollicitations et en prenant en compte le comportement élastoplastique du pieu, le confinement par le sol a un effet bénéfique du même type que celui du ferrailage du béton armé du pieu.

## 5.2 Flambement

### 5.2.1 Définitions et généralités

Pour les structures élancées, le flambement sous l'effet d'un effort axial de compression constitue un phénomène d'instabilité particulier.

Nota :  $E_p I_p$  noté par la suite seulement  $E I$  pour le présent chapitre

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

On rappelle les principes de la théorie d'Euler

Charge critique d'Euler :

Pour une pièce élancée rectiligne soumise à un effort axial vertical  $F$  il existe trois cas possibles d'équilibre :

$F$  inférieure à la force critique  $F_{cr}$  : la tige reste rectiligne c'est l'équilibre stable,

$F$  est égale à la charge critique : la tige peut rester droite ou fléchir, cet équilibre est dit indifférent ou neutre. Quand la tige fléchit toute déformée en demi-onde de sinusé est en équilibre,

$F$  est supérieur à la charge critique : la position rectiligne est en équilibre instable (la rigidité n'est pas suffisante pour ramener la tige vers la position d'équilibre si elle en est un tant soit peu écartée).

Pour une poutre droite élancée à l'air libre, de longueur  $l$ , soumise à une force de compression, Euler a donné la valeur de la force critique de flambement  $F_{cr}$  (ou charge d'Euler) :

$$F_{cr} = (\pi^2 E I) / L^2$$

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

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

## 5.2.2 Modélisation du flambement d'un micropieu dans un sol élastique sous chargement axial

Parmi les différentes approches théoriques pour calculer la force critique de flambement pour des pieux ou micropieux dans un sol élastique, les deux principales étant celle du continuum élastique et celle du module de réaction (modèle de Winkler)

### Méthode du module de réaction

Pour la modélisation du sol on l'assimile comme à un ensemble de ressorts élastiques infiniment rapprochés indépendants les uns des autres et de raideur constante  $K$ .

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

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

TABLEAU Courbes  $\lambda \varphi$ , pour différents types de liaisons

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

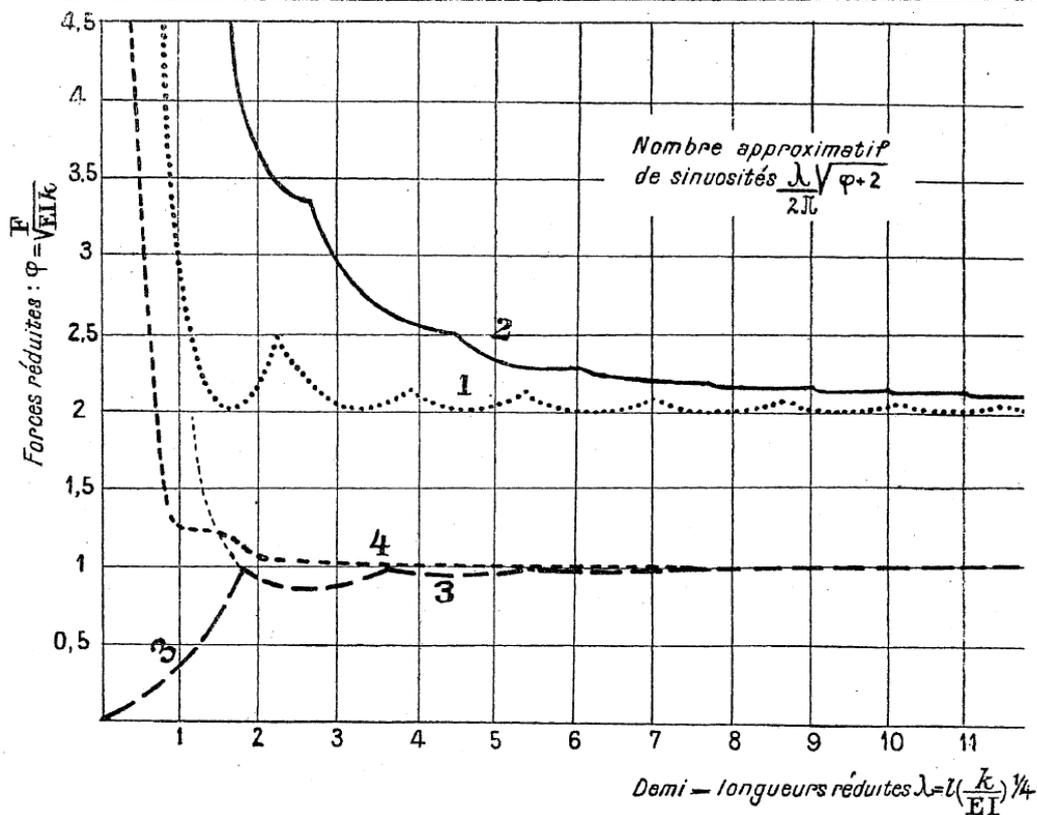


FIGURE 5-4 Solutions de Mandel pour le flambement des pieux

On définit :

- La demi-longueur type  $l_{fl} = (EI/K)^{1/4}$
- La force type  $F_{fl} = (EIK)^{1/2}$  ;

Puis deux paramètres adimensionnels :

- La longueur réduit  $\lambda = l/l_{fl}$  ;
- La force réduite  $\varphi = F/F_{fl}$  .

La figure 5-4 fournit les valeurs de  $\varphi$  en fonction de  $\lambda$ , pour différentes conditions de liaison.

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

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

On présente une autre solution analytique pour la force critique de flambement donné par Pierre Souche 1984, c'est l'étude du flambement des pieux partiellement immergés dans un milieu offrant latéralement une réaction élastique pure.

#### Hypothèses de l'étude et principales conclusions :

Si la descente de charges verticales est importante et les milieux traversés sont faibles caractéristiques, voire même totalement dégarnis sur une fraction de leur hauteur (problème pouvant être lié à celui d'un affouillement), le micropieu est exposé au flambement.

L'étude est basée sur le flambement eulérien.

Le pieu est considéré comme une poutre d'inertie constante. Cette poutre est immergée depuis sa pointe jusqu'à une cote qui peut être prise quelconque et la fraction de poutre extérieure, non immergée, est supposée libre (extrémités mises à part).

Le milieu où la poutre est immergée affecte les déplacements latéraux de la poutre. On assimile le milieu comme à une infinité d'appuis élastiques de raideur constante.

La modélisation adoptée ne prend pas en compte de dissipation de l'effort normal le long de la partie immergée du pieu par frottement latéral et c'est l'horizon sur lequel s'appuie le pieu en pointe qui est censé exercer intégralement l'effort normal opposé à celui qui s'exerce en tête.

Les cas où le pieu est libre de se déplacer latéralement en pointe n'ont pas été envisagés parce qu'ils sont incompatibles avec l'hypothèse précédente et qu'il est très improbable qu'un pieu flottant puisse périr par flambement.

Etant donné la nature du problème à résoudre il a été possible de présenter les résultats sous forme d'abaques (annexe D) aux paramètres adimensionnels. Sur ces représentations graphiques, on retrouve dans des cas limites des résultats déjà connus, à savoir :

- Pour une raideur nulle (toute réaction élastique a disparu autour du pieu de la part du milieu environnant), ou pour une raideur infinie (lorsque cette réaction se caractérise par une raideur infinie), on retrouve les valeurs classiques de forces critiques d'EULER ;
- Lorsque l'intégralité du pieu est immergée dans un milieu offrant une réaction élastique pure, on retrouve les résultats décrits par M. Mandel.

Les résultats présentés ici sont une extension de théories précitées à un champ de cas de figure plus vaste, ils appellent donc à la même prudence d'utilisation et aux mêmes commentaires sur l'importance de l'influence des conditions aux extrémités (notamment en tête).

La condition en pointe est, dans la plupart des cas, « masquée » par la présence de l'horizon élastique.

La condition en tête a une très grande influence sur la valeur de l'effort critique de flambement, dès lors qu'il y a dégarnissage.

C'est la raison pour laquelle quatre configurations-types ont été envisagées en tête en croissant deux à deux les modalités les plus extrêmes (liberté ou bien blocage totaux) qui peuvent caractériser le déplacement horizontal du pieu en tête d'une part, et sa rotation en tête d'autre part.

On veillera particulièrement à retenir la modalité la plus adaptée à chaque cas traité : le blocage total vis-à-vis des déplacements horizontaux en tête notamment n'est à envisager que dans les cas où la structure portée est effectivement bloquée (solidarisation à un point fixe, pieux inclinés, etc.), quant au blocage vis-à-vis de la rotation en tête, il n'est à envisager que lorsque les dispositions constructives adoptées sont de nature à assurer effectivement un encastrement parfait (recouvrement suffisants d'armatures, connecteurs, frettes, etc...) dans une zone de la structure portée qui ne soit pas susceptible de tourner.

### Présentation des abaques et de leur utilisation

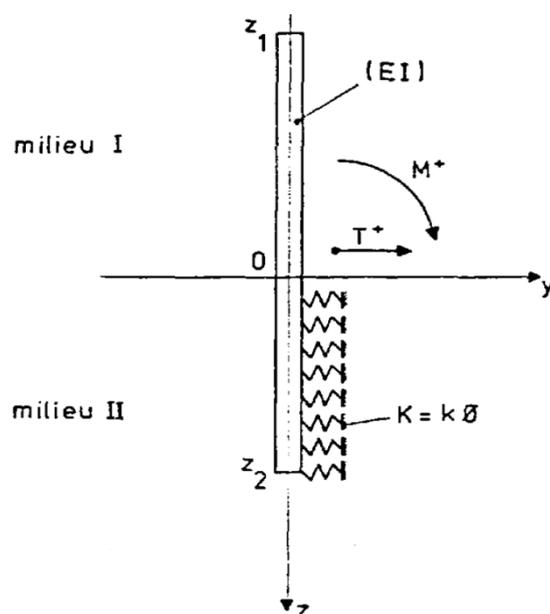
#### Généralités :

Nota : on conserve la dénomination proposée par Souche bien que dans le reste du texte  $h$  est appelé  $l$  et  $N_c$  est appelé  $F_{cr}$ .

On considère une poutre traversant successivement les milieux I et II avec des conditions à ses extrémités quelconques.

On appelle milieu I, un milieu laissant totalement libre une poutre dont l'élasticité est caractérisée par son produit  $EI$  ( $E$  = module d'Young,  $I$  = inertie de la poutre) et qui est soumise à un effort normal  $N$ .

On appelle milieu II, un milieu opposant à une poutre du même type que la précédente, une réaction latérale proportionnelle à un déplacement perpendiculaire à la fibre moyenne de la poutre. La « raideur » de cette réaction est notée  $K$  ( $E_s$ ).



On ne détaille pas ici la formulation du problème (le système de 8 équations à 8 inconnues pour déterminer la déformée du pieu) qui a permis de présenter des abaques sur lesquels peuvent être traités un très grand nombre de cas réels. Ces abaques sont au nombre de 8 puisqu'il s'agissait de croiser 2 conditions distinctes en pointe avec 4 conditions distinctes en tête. La résolution du système des équations consiste à trouver la plus petite valeur du paramètre  $\alpha^2 = \frac{N}{\sqrt{EIK}}$

Il est ici nécessaire d'introduire les notions suivantes :

$$h = z_2 - z_1 \text{ (hauteur totale de la poutre ou du pieu)}$$

$$\omega = \frac{-z_1}{h}$$

$$m = \frac{h}{\pi} \sqrt[4]{\frac{K}{EI}}$$

Pour un jeu quelconque de trois valeurs des paramètres  $h$ ,  $\omega$  et  $m$  correspond une et une seule valeur du paramètre  $\alpha = \alpha_c$  à partir duquel il est possible de « remonter » à la force critique de flambement par la relation :

$$N_c = \frac{\pi^2 EI}{h^2} [\alpha_c m]^2$$

C'est la raison pour laquelle il est possible de représenter graphiquement en deux dimensions le lieu des points caractérisés par une même valeur quelconque du paramètre  $m$ , dans un diagramme présentant  $\omega$  en abscisse et  $N_c h^2 / \pi^2 EI$  en ordonnée. Il est notamment intéressant de constater que, toutes conditions en tête et en pointe confondues, l'allure générale des trois lieux «  $m=0$  », «  $m$  pris égal à une constante finie non nulle notée  $m_0$  », et «  $m$  infini » est celle représentée à la figure 5-5

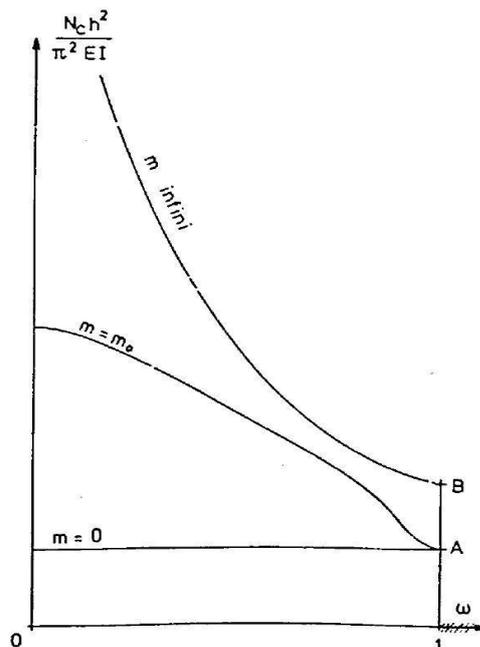


FIGURE 5-5

Les huit abaques proposés ne sont rien d'autre que la transposition en échelle semi-logarithmique (la direction logarithmique étant celle des ordonnées) de l'abaque type de la figure 5-5 pour chacune des huit configurations envisagées avec bien sûr un plus grand nombre de valeurs  $m_0$  envisagées du paramètre  $m$ .

Parmi les renseignements contenus dans la figure 5-5, certains sont dignes d'être remarqués :

- Lieu «  $m=0$  » : traduit les cas où  $K$  est nul ou bien négligeable devant  $EI$ , c'est-à-dire que la valeur de la force critique de flambement est celle donnée par EULER (la valeur de l'ordonnée de cette droite lue sur les différents abaques en atteste) ;
- Lieu «  $m$  infini » : Ce cas correspond notamment à celui où  $K$  est infini, et la force critique de flambement est donc celle d'une poutre de longueur  $\omega h$  encastree à une de ses extrémités et présentant à l'autre extrémité les mêmes conditions que la poutre, initialement étudiée en tête. Dans tous les cas, on constate là encore que les valeurs issues de l'abaque coïncident avec celles prévues par la théorie d'EULER.
- Lieu «  $m$  égal à  $m_0$  » : étant donné le choix qui a été fait des axes ce lieu est évidemment inscrit dans le domaine limité par les deux lieux précédents. Il est systématiquement issu en  $\omega = 1$  du point A (dont il est rappelé qu'il est confondu avec B lorsque la pointe est encastree). Pour des valeurs de  $\omega$  suffisamment éloignées de 0 et de 1, on constate que, pour des valeurs  $m_0$  du paramètre  $m$  supérieures à 10, le lieu  $m = m_0$  est très voisin du lieu «  $m$  infini » ; c'est d'ailleurs dans cet intervalle de valeurs de  $\omega$  ( ]0 1[ ) que les renseignements fournis par les abaques, constituent une contribution vraiment original.
- Enfin en  $\omega = 0$  (cas du pieu totalement immergé) on retrouve les résultats auxquels était antérieurement parvenu Mandel, on s'aperçoit en effet que dans toute les configurations il existe une valeur du paramètre  $m$ , au-dessus de laquelle à toute valeur de  $m$  corresponde (en  $\omega = 0$  ) une valeur du paramètre  $N_c h^2 / \pi^2 EI$  de plus en plus proche de 1 ou 2 fois  $m^2$  , selon les cas de figure, au fur et à mesure que  $m$  augmente .On peut d'ailleurs dans le cas où  $\omega = 0$  avoir à nouveau recours à la représentation qu'avait adoptée Mandel, à savoir placer en abscisse la longueur réduite ( on prendra ici  $m$ ) et en ordonnée le paramètre  $\alpha^2 = N_c / \sqrt{EIK}$  ; on obtient les diagrammes de la figures 5-6 respectivement associés au cas de la pointe articulée et de la pointe encastree.

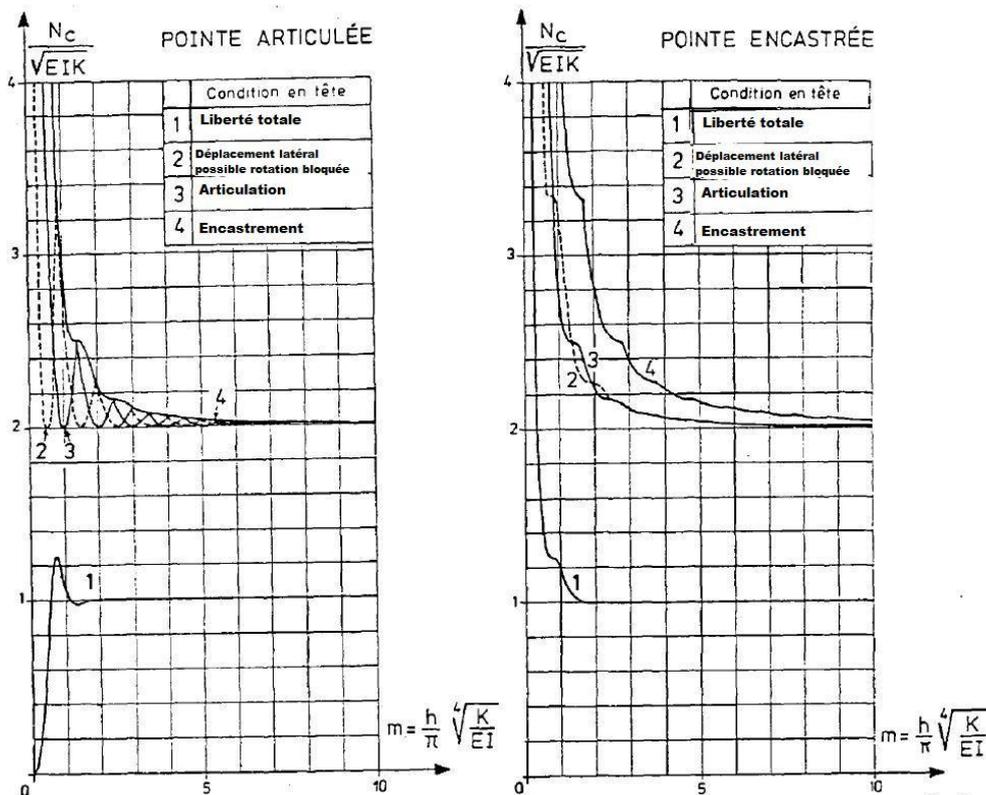


FIGURE 5-6

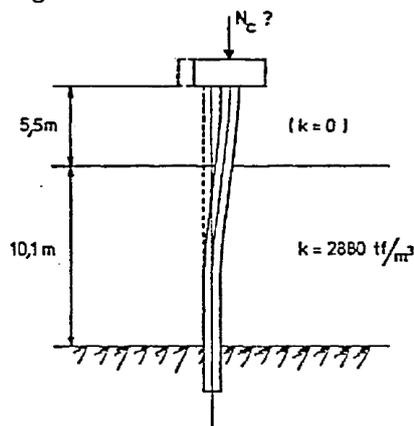
Nota : Ces diagrammes ne diffèrent de celui proposé par Mandel que par les échelles différentes et un plus grand nombre de configurations envisagées.

Exemple d'application :

Soit un micropieu constitué d'un tube métallique de 10cm de rayon extérieur et de 1,25 cm d'épaisseur présentant les caractéristiques suivantes, en section courante :

- Inertie  $I = 3,25 \times 10^{-5} m^4$
- Module d'Young de l'acier  $E = 2.10^7 t/m$
- Diamètre du micropieu = 0,20m.

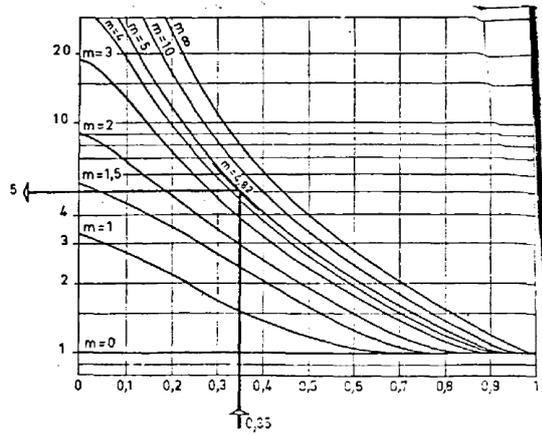
Considérons un tel micropieu libre sur 5,5m de hauteur, mais immergé dans un sol de coefficient de réaction horizontal  $k = 2880 t/m^3$  sur une hauteur de 10,1m. Le micropieu sera supposé encasté en pointe, et libre de se déplacer mais non de tourner en tête ; ces données sont résumées sur la figure ci-contre :



Il faut tout d'abord évaluer les quantités suivantes :

$$\omega = \frac{5,5}{5,5 + 10,1} = 0,35$$

$$m = \frac{5,5 + 10,1}{\pi} \sqrt[4]{\frac{2880 \times 0,20}{3,25 \times 10^{-5} \times 2 \times 10^7}} = 4,82$$



On lit sur l'abaque correspondant :  $\frac{N_c h^2}{\pi^2 EI} = 5,0$

Avec une incertitude relative de  $\pm 2,3\%$  soit :  $N_c = \frac{5,0 \times \pi^2}{(5,5 + 10,1)^2} \times 2 \times 10^7 \times 3,25 \times 10^{-5} = 131,8t \pm 3,0t$

Le calcul exact donne :  $N_c = 131,484t$

### Remarque :

Les abaques peuvent être d'une certaine utilité même dans le cas de sols présentant plusieurs couches aux modules de réaction différents.

Dans la pratique, les solutions de Mandel et les abaques de Souche qui les complètent sont largement utilisées, leur emploi étant facile et ne nécessitant la donnée que d'une seule valeur du module de réaction.

### Méthode du continuum élastique :

En général, l'application de la théorie du continuum élastique pour résoudre le problème de l'interaction sol-fondation aboutit à des problèmes mathématiques complexes.

On considère le sol autour du pieu comme un milieu semi-infini, élastique linéaire, isotrope, caractérisé par les deux paramètres : module d'Young E et coefficient de Poisson  $\nu$ .

Les forces critiques de flambement calculées par les deux méthodes concordent pour des pieux rigides ( $K_R = \frac{EI}{EI^4} > 10^{-3}$ ) ( $l$  = profondeur du pieu) et divergent légèrement pour des pieux souples ( $k_R < 10^{-3}$ ) : dans ce cas, la théorie du module de réaction sous-estime la force critique de flambement.

### Prise en compte d'un défaut de forme initial :

Les pièces réelles présentent des imperfections de forme ; dans le cas des pièces comprimées, ces défauts se traduisent par des moments de flexion qui génèrent des courbures amplifiant les défauts ; dans le cas des micropieux, les déplacements latéraux mobilisent une réaction d'appui contre le sol. On transpose aux micropieux le concept utilisé dans les structures métalliques ou en béton, selon lequel on évalue la résistance ultime en tenant compte d'un défaut de forme et de ses conséquences sur les contraintes.

Une déformée sinusoïdale, associée à une charge de compression  $F$ , crée un moment de flexion lui-même sinusoïdal, et on a affaire à un état d'équilibre si le moment interne (associé à la variation de courbure) est égal en tout point de la poutre au moment externe (moment résultant des forces extérieures).

### Essais de flambement de micropieux sous charges axiales et confrontation à la théorie :

A partir des essais à l'air libre et en centrifugeuse pratiqués sur des pieux et micropieux dans du sable de Fontainebleau et argile de Speswhite, on déduit que pour le calcul de la force critique de flambement d'un pieu à partir des solutions de Mandel : il est possible de la calculer avec une valeur unique du module de réaction, celle-ci devant être déterminée à une profondeur maximal de  $3,5l_0$  à  $4l_0$  pour un sable moyennement dense, et  $4,5l_0$  à  $6l_0$  pour une argile molle ( $l_0$  est la longueur de transfert  $l_0 = (4EI/E_s)^{1/4}$ ).

En ce qui concerne les essais de flambement de micropieux dans des sols reconstitués, ils ont été réalisés d'abord à l'air libre, puis dans des sols reconstitués.

A l'air libre, la charge critique d'Euler calculée en tenant compte de l'acier et du coulis est de 5kN, et de 1kN en ne tenant compte que de l'acier. La charge critique expérimentale est de 7kN, ce qui tend à prouver que le coulis intervient dans la résistance au flambement.

La force critique de flambement des micropieux dans le sol a été calculée par les abaques de Mandel en retenant des valeurs des modules de réaction du sol déterminées par la méthode de Ménard.

Les essais ont fourni les résultats suivants :

	Raideur du sol	$F_c$ théorique (acier + coulis)	$F_c$ théorique (acier seul)	$F_c$ expérimentale
Tourbe	0,6 MPa/m	$3,4 \cdot 10^4$ N	$1,8 \cdot 10^4$ N	1,5 à $2 \cdot 10^4$ N
Argile	1,5 MPa/m	$5,6 \cdot 10^4$ N	$4 \cdot 10^4$ N	$4 \cdot 10^4$ N

En conclusion la théorie de Mandel donne des valeurs des forces de flambement que l'expérience permet de vérifier avec une approximation de 50% dans le cas de sols très médiocres. On peut remarquer que si l'on détermine la force de flambement en négligeant le coulis, les résultats des essais vérifient la théorie de Mandel avec une meilleure approximation.

### **5.2.3 Méthodes de justification de la stabilité de forme de micropieux sous chargement axial**

#### Règlements existants

Les règlements de fondation français actuels recommandent la méthode des abaques de Mandel :

Fascicule 62-titre V : Justification systématique des micropieux vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. On calcule la force critique de flambement d'Euler en tenant compte de l'interaction avec le sol, les modules de réaction à utiliser étant ceux fournis dans ce document pour les charges de longue durée. Aucun coefficient de sécurité particulier n'est indiqué pour cette justification.

DTU 13-2. Mentionne que dans les sols mous le micropieu doit être vérifié au « flambement »

### Exemples de calcul d'après Mandel dans les cas courant de chantier

Les types d'armatures de micropieux : une barre de diamètre 50mm, et un tube type pétrolier 109/127mm. Un sol homogène, de module pressiométrique  $E_M = 3 \text{ MPa}$  (sol médiocre).

D'après les abaques de Mandel, la valeur minimale de la force critique de flambement est atteinte à partir d'une longueur de 3,14 à 5  $l_{ft}$  et elle est égale à 1 ou 2  $F_{ft}$ .

Il est alors utile de calculer la longueur type et la force type :

$$l_{ft} = (EI/E_s)^{1/4} \text{ où } E_s \text{ est le module de réaction en MPa ;}$$

$$F_{ft} = (EI/E_s)^{1/2}$$

On calcule également  $T_{lim}$ , l'effort de compression correspondant à la limite élastique de l'acier (500 MPa pour la barre et 550 MPa pour le tube).

$$l_0 \text{ (longueur de transfert)} = (4EI/E_s)^{1/4} = \sqrt{2}l_{ft}$$

Type d'armature	$\phi$ (mm)	$B_{forage}$ (mm)	S (mm <sup>2</sup> )	E (MPa)	I (mm <sup>4</sup> )	$E_M$ (MPa)	$\alpha$	$E_s$ (MPa)	$l_{ft}$ (m)	$F_{ft}$ (MN)	$T_{lim}$ (MN)
Barre	50	100	1963	2.10 <sup>5</sup>	3,07.10 <sup>5</sup>	3	0,5	5,58	0,32	0,34	0,98
Tube pétrolier	109/127	170	3336	2.10 <sup>5</sup>	5,84.10 <sup>6</sup>	3	0,5	5,58	0,67	2,55	1,84

On constate que pour les tubes, quelles que soient leurs longueurs, dans ce type de sol médiocre, le problème du flambement ne semble pas se poser, car la force critique de flambement est supérieure à la force de compression correspondant à la limite élastique de l'acier.

Ces calculs sont toutefois indépendants des défauts de forme initiaux des micropieux qui doivent également être pris en compte.

## 5.3 Recommandations

Dans le cas de micropieux traversant des sols de mauvaises caractéristiques et fortement chargées, on devra procéder à leur justification vis-à-vis du flambement.

La théorie du flambement eulérien et son application par les abaques de Mandel, d'utilisation simple, ne paraît pas assurer une sécurité suffisante vis-à-vis des défauts initiaux de forme dont l'effet se rajoute au flambement eulérien. La justification pourrait alors être abordée, en respectant le principe des approches courantes des structures en élasticité et en tenant compte d'un défaut de forme, de la façon suivante :

- Le micropieu (et leur matériaux constitutifs), et le sol restent dans le domaine de l'élasticité linéaire,
- La rigidité d'appui latéral peut être déterminée par la théorie pressiométrique (calcul du module de réaction selon le fascicule 62-titre V) ; la valeur de calcul du module pressiométrique est prise égal à 0,8 fois sa valeur caractéristique ;
- Le défaut géométrique initial peut être fixé à  $l_{def}/250$  ;  $l_{def}$  est par définition la valeur de  $l$  qui conduit à la plus grande valeur du moment.
- Lorsque le module du sol varie en augmentant progressivement avec la profondeur, on peut se référer à sa valeur rencontrée au voisinage de la profondeur  $2l_{def}$  (en pratique,  $l_{def}$  dépend de ce module et une itération est nécessaire) ;
- La largeur d'appui est prise égale au diamètre de forage (sauf justification de prise en compte d'un diamètre plus important, par exemple dans le cas de micropieux auto-foreurs) ; *nota* : la théorie pressiométrique fournit un module indépendant du diamètre s'il est inférieur à 0,6m, mais la réaction mobilisée en ELU de stabilité de forme dépend de la largeur d'appui ;
- L'inertie de la section transversale est évaluée avec la seule armature en acier (sans le coulis), et les effets de la corrosion pris en compte (section réduite) ; on peut y ajouter toutefois le coulis intérieur d'une armature tubulaire ;
- Les charges sont à pondérer conformément aux Eurocodes structuraux ;
- On détermine les efforts et contraintes à l'équilibre ;
- On vérifie alors que l'on ne dépasse pas 0,9 fois la limite élastique ;
- On vérifie également que l'appui latéral ne mobilise pas plus que la pression de fluage du sol (dont la valeur de calcul est prise égale à 0,8 fois la valeur caractéristique).

Lorsque le micropieu ne bénéficie d'aucun appui latéral faible sur une certaine hauteur en partie supérieure (à cause d'affouillements, de matériaux évolutifs ou inconsistants, etc.), on se réfère aux travaux de Souche.

On préférera l'usage de tubes à celui de barres pour constituer les armatures pour des micropieux chargés en compression et traversant une grande épaisseur de sols de faibles caractéristiques.

## 5.4 Tassement d'un micropieu isolé

Dans le cas de la reprise en sous-œuvre la vérification des tassements des micropieux est important car les ouvrages portées sont sensibles aux déformations en général.

Une méthode d'estimation du tassement a été donnée par Vessic, valable pour des sols granulaires et pour des conditions de chargement normales. Le deuxième terme de l'équation est la déformation élastique du micropieu :

$$s = \frac{B}{100} + 100 \frac{Q_{ELS} h}{SE}$$

$s$  = tassement global en tête (cm)

$B$  = diamètre du micropieu (cm)

$S$  = section de l'armature du micropieu ( $m^2$ )

$E$  = module d'élasticité de l'acier (kPa)

$h$  = longueur du micropieu (m)

$Q_{ELS}$  = charge (kN)

## 5.5 Calcul d'un micropieu « chantier de restauration PC Fousseret »

Présentation du dossier : Des travaux de renforcement de structure prévus sur le bâtiment « Petit Casino », situé place de la Halle au Fousseret. Zone sismique : Zone 0 (Sismicité négligeable mais non nulle).

Le renforcement se fait par une ossature métallique de type poteaux/poutres. Les poteaux reposent directement sur les dés en béton armé en tête des micropieux.

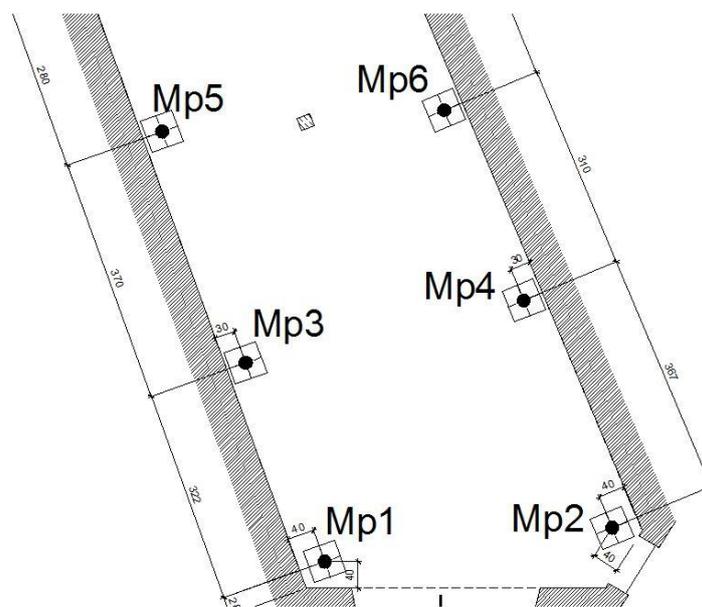


FIGURE 5-7 Vue en plan des fondations



## Vérification de portance

Il n'a pas eu de réalisation d'un essai de portance, la charge limite est frappée d'un coefficient minorant de 1,5 (DTU 13.2)

$$Q_s = p \sum_i^h h_i q_{si}$$

Exemple : MP1, B= diamètre de forage =0,2m ; sondage de référence : SP1 ; épaisseur de remblais = 2,7m ; Longueur d'ancrage dans la molasse altérée = 2,5m ; Longueur d'ancrage dans la molasse saine = 1,0m ;  $q_s$  molasse altérée = 150 kPa ;  $q_s$  molasse saine = 200 kPa.

Longueur total (indicative) = (2,7+2,5+1)m = 6,2m

$$Q_{adm\ ELS} = \frac{\{[\pi B(2,5m\ 150kPa+1m\ 200kPa)]0,5\}}{1,5} = 120kN > N_{ELS} = 98,2\ kN$$

$$Q_{adm\ ELU} = \frac{\{[\pi B(2,5m\ 150kPa+1m\ 200kPa)]0,75\}}{1,5} = 181kN > N_{ELU} = 136kN$$

Justification vis-à-vis des critères de résistance des matériaux :

Dosage du coulis C/E=2

Corrosion : Catégorie 2 donc diminution d'épaisseur de 0,016mm/an pour 100 ans.

Armature : des tubes série pétrolière type API N80 en acier à haute limite élastique  $F_e=560$  Mpa minimum. La section d'acier est la seule prise en compte dans le calcul de transmission des charges.

$\emptyset_{ext\ tube}= 0,073m$  ;  $\emptyset_{int\ tube}= 0,063m$  ; épaisseur tube= 0,005m.

$\emptyset_{ext\ tube\ après\ corrosion}= 0,0698m$  ; Inertie tube après corrosion =  $3,92 \times 10^{-7} m^4$

$$Q_{adm\ ELS} = \left\{ \left[ \pi \left( \frac{0,0698-0,063}{2} \right)^2 \right] 560\ MPa \right\} 0,5 = 199\ kN > N_{ELS} = 98,2\ kN$$

$$Q_{adm\ ELU} = \left\{ \left[ \pi \left( \frac{0,0698-0,063}{2} \right)^2 \right] 560\ MPa \right\} 0,75 = 298\ kN > N_{ELU} = 136kN$$

Vérification au flambement selon P. Souche :

Les micropieux sont vérifiés vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme via l'utilisation des abaques de flambement de Souche. On vérifie que la charge critique est supérieure à 3 fois la charge maximum appliquée. L'annexe D donne l'abaque B qui a été utilisée pour le calcul.

Exemple Mp1: tube 73/5, le micropieu est immergé  $\omega = 0$ ,  $h =$  hauteur des remblais = 2,7m,  $I$  (inertie après corrosion) =  $3,92 \times 10^{-7} m^4$ ,  $E =$  module d'élasticité de l'acier = 210000Mpa,

$$E_m = 12\text{Mpa}, \alpha = 0,67, K = E_s = E_M \frac{6}{\frac{4}{3}(2,65)^\alpha + \alpha}$$

$$m = \frac{h}{\pi} \sqrt[4]{\frac{K}{EI}} = 3,5$$

De l'abaque :  $\frac{N_c h^2}{\pi^2 EI} = 25$  on calcule  $N_c = 2785,6\text{kN} > N_{c\min}$

ELS :  $N_{c\min} = 3$  fois la charge aux ELS =  $98,2 \text{ kN} \times 3 = 295 \text{ kN}$

Efforts Horizontaux : Les moments fléchissant induits par ces efforts horizontaux sont calculés par application de la théorie de Winkler.

Calculs des moments : exemple Mp7

Tube 88,9/9 ;  $K = E_s = 22,4 \text{ Mpa}$  ;  $I$  (inertie après corrosion) =  $1,41 \times 10^{-6} m^4$ ,  $E =$  module d'élasticité de l'acier = 210000Mpa.

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{E_s}} = 0,48\text{m}$$

ELS :  $M_{\max} = H_{\text{ELS}} l_0 0,5 = 3,1 \text{ kNm}$

ELU :  $M_{\max} = H_{\text{ELU}} l_0 0,5 = 4,6 \text{ kNm}$

La vérification des sections d'acier vis-à-vis du moment fléchissant est également menée.

$s_r =$  section réduite =  $0,0018\text{m}^2$  ;  $\phi$  ext tube (après corrosion) =  $0,0857\text{m}$  ;  $F_e = 560\text{Mpa}$

$\sigma_{adm\ ELS} = 0,5 F_e = 280 \text{ Mpa}$ ;  $\sigma_{adm\ ELU} = 0,75 F_e = 420 \text{ Mpa}$

$$\text{ELS : } \sigma_{\min, \max} = \left( \frac{N_{ELS}}{s_r} \right) \pm \left( \frac{M_{\max}}{I} \frac{\phi}{2} \right);$$

$\sigma_{\min} = 14 \text{ Mpa} < \sigma_{adm\ ELS}$  ;  $\sigma_{\max} = 200 \text{ Mpa} < \sigma_{adm\ ELS}$

$$\text{ELU : } \sigma_{\min, \max} = \left( \frac{N_{ELU}}{s_r} \right) \pm \left( \frac{M_{\max}}{I} \frac{\phi}{2} \right);$$

$\sigma_{\min} = 15 \text{ Mpa} < \sigma_{adm\ ELU}$  ;  $\sigma_{\max} = 297 \text{ Mpa} < \sigma_{adm\ ELU}$

Liaison micropieux/structure : Mise en place de platines de répartition avec coiffes 200x200x20mm d'épaisseur

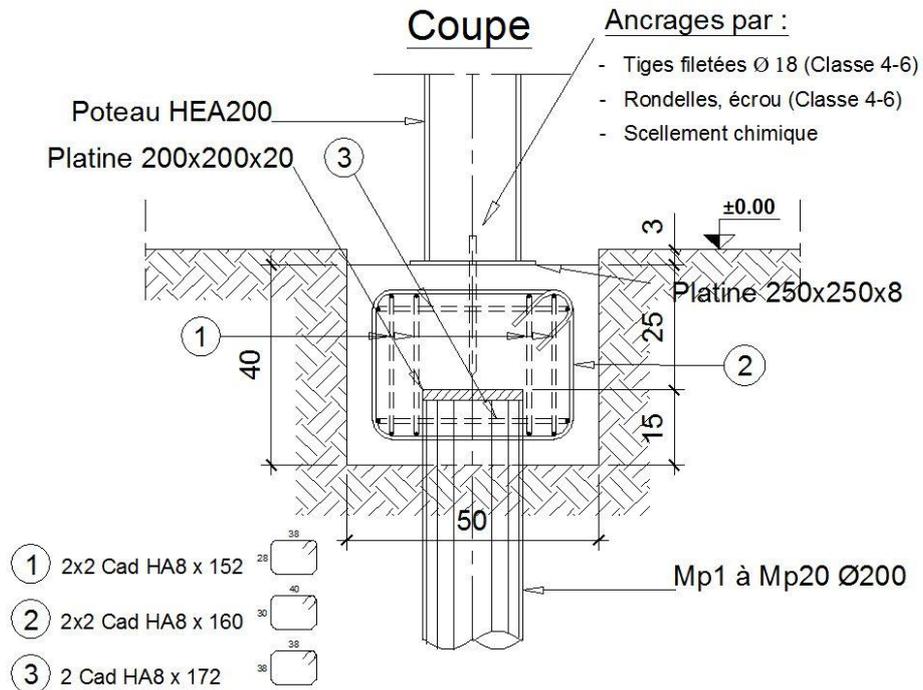


FIGURE 5-9 Coupe sur dès en béton armé (tête de micropieux)

Caractéristiques dimensionnelles des micropieux :

## TABLEAU D'EXECUTION

n°Pieu	n° Sondage référence	Epaisseur remblais	Longueur ancrage dans les argiles sableuses et pilocène à respecter	Longueur totale indicative	Φ micropieu	Tube de base toute hauteur	
MP1	SP1	2,7	3,5	6,2	0,2	<b>0,073</b>	<b>0,005</b>
MP2	SP1	2,7	3,8	6,5	0,2	<b>0,073</b>	<b>0,005</b>
MP3	SP1	2,7	3,9	6,6	0,2	<b>0,073</b>	<b>0,005</b>
MP4	SP1	2,7	4,4	7,1	0,2	<b>0,073</b>	<b>0,005</b>
MP5	SP1	2,7	4,1	6,8	0,2	<b>0,073</b>	<b>0,005</b>
MP6	SP1	2,7	4,2	6,9	0,2	<b>0,073</b>	<b>0,005</b>

## 5.6 Conclusion

Il est important pour un projet de prendre en compte que l'inclinaison d'un micropieu, soumis à des efforts horizontaux, améliore sa rigidité.

Le risque de flambement est un paramètre dimensionnant pour les micropieux qu'il ne faut pas négliger et que la liaison micropieu/structure a une influence sur ce phénomène.

## 6 CHAPITRE 6

### 6.1 Groupes de micropieux

En général une fondation repose sur deux ou trois micropieux au minimum, pour tenir compte des éventuelles excentricités de chargement. Les recommandations du CPREC (1982) préconisent un nombre minimal de trois micropieux sous les charges ponctuelles, tels les poteaux d'une structure.

Un groupe de micropieux est un ensemble de micropieux verticaux (avec, éventuellement, quelques micropieux du pourtour inclinés vers l'extérieur, dans le cas d'un grand nombre de micropieux).

Le micropieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- La force portante, sous sollicitations axiales
- Le tassement
- Les réactions latérales et les poussées latérales du sol
- Le frottement négatif

Les effets de groupe ont pour origine deux causes différentes à savoir :

La mise en place d'un ensemble de micropieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un micropieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée ;

La charge appliquée sur un micropieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des micropieux voisins.

### 6.2 Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe

#### 6.2.1 Modification sous sollicitations axiales

Modification de la capacité portante sous sollicitations axiales :

On définit le coefficient d'efficacité sous chargement vertical de la manière suivante :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du micropieu isolé}}$$

Où N est le nombre de micropieux du groupe

Tassement d'un groupe de micropieux (charges verticales) :

Méthode du continuum élastique (Poulos et Davis 1990)

Cette méthode est une méthode simplifiée basée sur la théorie de l'élasticité du sol. On considère le sol comme un massif semi-infini homogène, élastique linéaire, et isotrope.

On considère que la semelle de liaison ne charge pas le sol.

Détermination de l'interaction entre deux micropieux

- Groupe de deux micropieux identiques : chargés identiquement et reliés par une semelle rigide :

$$z_1 = z_{is} (1 + \alpha)$$

$z_1$  = tassement d'un pieu (du groupe)

$z_{is}$  = tassement vertical du pieu isolé

$\alpha$  = coefficient d'interaction qui dépende : de la position de la base des pieux, de la rigidité relative pieu-sol, du rapport (B/S) entre le diamètre et l'espacement des pieux, de la longueur du pieu D (rapports D/B et h/D), du coefficient de Poisson  $\nu$  du sol. Des abaques ont été établis pour la détermination de  $\alpha$  (on donne un exemple d'abaque dans l'annexe E)

#### Tassement d'un groupe quelconque

On suppose que l'on peut superposer les différents facteurs d'interaction.

Nous prenons comme exemple le cas de N pieux identiques, espacés et chargés identiquement :

Si  $z_{(1)}$  est le tassement du pieu isolé sous charge unitaire et Q la charge sur chaque pieu, le tassement du groupe est :

$$s_G = z_{(1)} Q \left( 1 + \sum_{j=2}^N \alpha_j \right)$$

$\alpha_j$  : coefficient d'interaction pour l'espacement  $S_j$

#### Méthode des fonctions de transfert de charge

Le principe de cette méthode est le modèle de Winkler (ou méthode du module de réaction). On modélise le sol par un nombre de ressorts indépendants répartis le long du fût du pieu ainsi que sous sa base.

La méthode des fonctions de transfert de charge est la plus utilisée pour le calcul du comportement des groupes de pieux chargés verticalement. Mais l'application de cette technique fait toujours appel à d'autres méthodes pour la prise en compte de l'interaction entre les pieux du groupe ; d'où l'existence des méthodes mixtes ou hybrides.

La méthode hybride consiste à appliquer aux courbes de réactions des coefficients modificateurs calculés à partir d'autres méthodes, notamment la méthode du continuum élastique.

On distingue deux types de coefficients correcteurs (ou modificateurs) : les coefficients de déplacement et les coefficients de contrainte. (Figure 6-1)

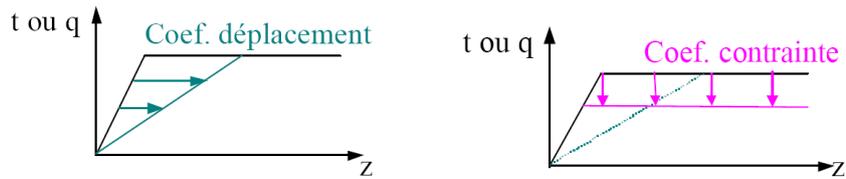


FIGURE 6-1 Courbes de réactions – Coefficient de déplacement et de contrainte

Un exemple d'utilisation d'un modèle de type hybride est le de calcul GOUPEG<sup>8</sup> qui utilise un calcul basé sur la méthode des fonctions de transfert de charge ou courbe de réaction et un autre basé sur la théorie de l'élasticité linéaire (équations de Mindlin) pour les interactions mécaniques entre les micropieux.

Dans les équations de Mindlin on assimile le frottement axial et la réaction transversale du sol sur le pieu à des forces ponctuelles, verticale et radiale, appliquées au centre du tronçon. Ces forces induisent des déplacements et des contraintes sur les tronçons des autres pieux de ce groupe. (Figure 6-2)

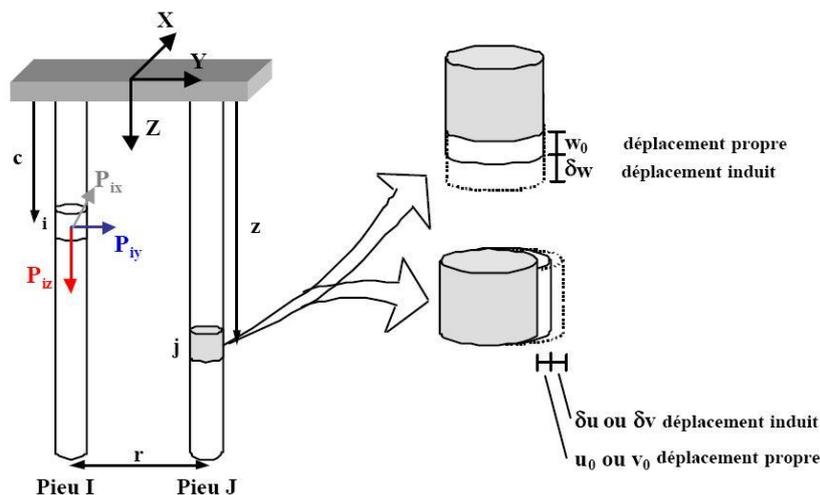


FIGURE 6-2

Nota : La validation du programme GOUPEG a été menée en comparant les coefficients d'interaction obtenus avec les solutions en continuum élastique (Poulos et Davis).

Pour le calcul en déplacement des groupes deux effets de groupe, comme a été mentionné précédemment, de nature tout à fait différente sont à distinguer :

Les effets dus à la mise en place des micropieux et l'effet dû aux interactions mécaniques entre les micropieux (superposition des déplacements)

L'effet dû aux interactions mécaniques est par essence négatif (pour des efforts allant dans le même sens), le déplacement d'un micropieu en groupe étant toujours supérieur au déplacement du micropieu isolé. D'autre part, il est le seul à pouvoir être déterminé par les méthodes de calcul numériques en déplacement.

<sup>8</sup> Logiciel développé dans le cadre du projet national FOREVER

On ne peut que faire des estimations sur les modifications des propriétés du sol résultant de la mise en place. On ne sait pas les modéliser numériquement

## 6.2.2 Modification sous des efforts horizontaux

### Reprise des efforts horizontaux par les groupes de micropieux

Les groupes de micropieux chargés horizontalement présentent un phénomène plus complexe d'interaction 'pieu-sol-pieu' résultant non seulement de la méthode de mise en place des pieux et de leur chargement mais aussi de l'effet d'ombre créé entre les micropieux.

Les expérimentations menées (FOREVER), sur des groupes de micropieux chargés horizontalement, indiquent que les effets de groupe sont semblables à ceux que l'on connaît pour les pieux de diamètre usuel à savoir :

- La résistance horizontale et globale d'un groupe est inférieure à la résistance de la somme des micropieux pris isolément, notamment à cause de l'effet d'ombre créé par les pieux avant sur les pieux arrière ; cet effet d'ombre négatif peut être négligé à partir d'un entraxe de 6 à 7 diamètres ;
- La résistance horizontale du groupe diminue aussi quand les micropieux sont disposés en rang (perpendiculaires à la direction du chargement), à cause des interactions mécaniques dans le sol ; cependant cette diminution semble modeste et peut être négligée au-delà de l'entraxe habituel de trois diamètres,
- Les micropieux refoulant le sol présentent une meilleure rigidité au chargement horizontal que les pieux ne refoulant pas le sol.
- Une des conclusions de la figure 6-3 est que la méthode pressiométrique développée pour le chargement transversal des pieux de diamètre normal, est également applicable aux micropieux.

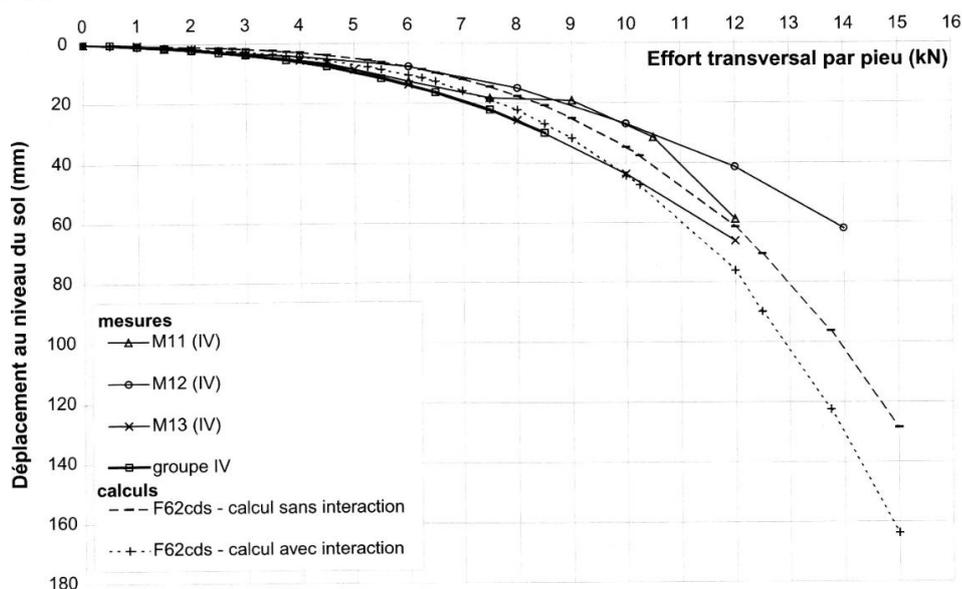


FIGURE 6-3 Essais de chargement horizontal des micropieux isolés et en groupe de type IV. Comparaison entre les courbes effort-déplacement mesurées et calculées à l'aide du logiciel GOUPEG

## Les méthodes de calcul pour les micropieux soumis à des efforts horizontaux :

Méthode du continuum élastique : d'une façon analogue au chargement vertical des groupes, Poulos et Davis présentent une méthode simplifiée pour l'évaluation du déplacement d'un groupe de pieux soumis à une charge horizontale. Les hypothèses principales sont :

- le sol a un comportement élastique (module E),
- le seul effet d'interaction considéré est le déplacement horizontal.

On distingue les facteurs d'interaction pour le déplacement  $y$  et pour la rotation  $y'$  ; ils dépendent : de l'entre-axes des pieux ( $S/B$ ), de la longueur des pieux ( $l/B$ ), de l'angle entre la direction de la ligne des pieux et la direction des charges, de la rigidité relative pieux/sol exprimée par :  $K_R = \frac{E_p I_p}{E l^4}$

Des exemples d'abaques pour la détermination des facteurs d'interaction sont donnés dans l'annexe E.

Méthode des éléments finis : a été adoptée par plusieurs chercheurs pour l'étude de l'effet du groupe, l'effet d'ombre créé entre les pieux d'un groupe chargé horizontalement, l'effet d'eau. Pour ce dernier effet les chercheurs ont étudié l'influence de la pression interstitielle sur la réaction transversale des micropieux isolés ou en groupe. Les calculs tridimensionnels couplés (squelette+eau) ont été mené avec la méthode des éléments finis. Le squelette est élastoplastique et les pieux sont élastiques.

Le chargement transversal d'un micropieu isolé crée des surpressions interstitielles près de la tête des micropieux. Les temps de dissipation des surpressions interstitielles (consolidation) sont généralement courts.

Certains résultats montrent que l'effet de groupe se fait surtout sentir sur les pieux situés à l'arrière (près de la charge) et qu'il est d'autant plus important que l'espacement est faible.

Méthodes hybrides : Comme pour les groupes de micropieux chargés verticalement, les modèles hybrides sont appliqués pour le calcul des groupes de pieux sous charge horizontale.

Les résultats des essais sur des groupes de micropieux réalisés en vraie grandeur sur site ou en modèle réduit (en centrifugeuse, en chambre d'étalonnage ou en cuve d'essai), sont analysés dans le paragraphe suivant :

## **6.3 Analyse des résultats expérimentaux**

### Etude des paramètres influant sur la portance verticale

#### Espacement des micropieux :

L'espacement des micropieux est un des paramètres qui influencent le plus le comportement des groupes de micropieux sous chargement vertical.

La figure 6-4 montre les résultats des valeurs du coefficient d'efficacité des groupes de micropieux mesurées ou estimées par différents auteurs en fonction : de l'espacement entre

les micropieux, du nombre des micropieux dans le groupe, de la densité du sable (lâche ou dense) et de l'état de rugosité des micropieux. On constate que l'effet de groupe est optimal pour un espacement  $S$  compris entre  $2B$  et  $3B$ .

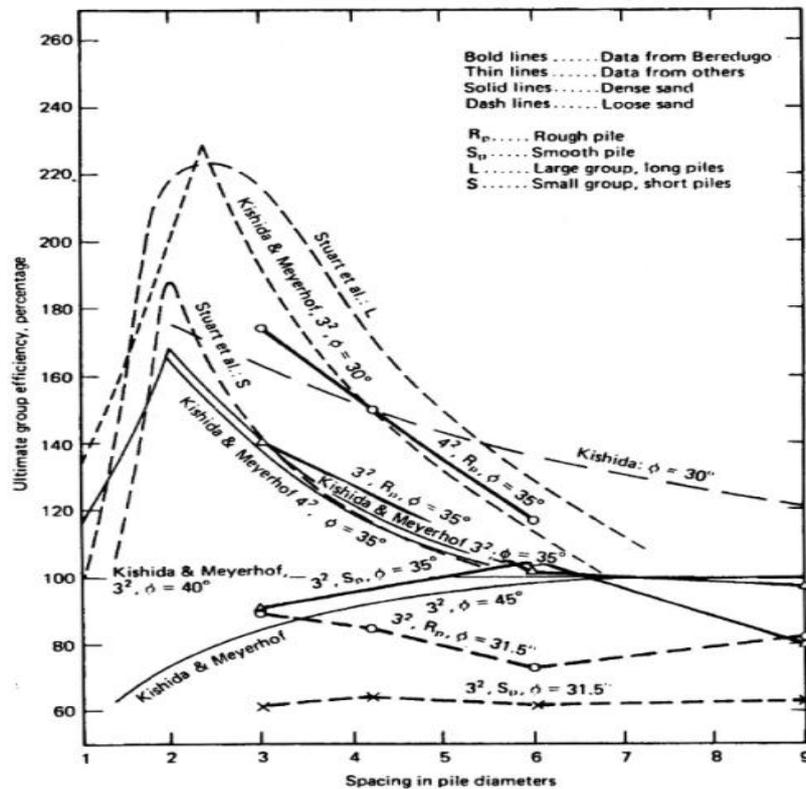


FIGURE 6-4 Valeurs mesurées des coefficients d'efficacité de groupes de micropieux dans du sable (Lo, 1967)

Une autre étude donne également les coefficients d'efficacité mesurés en fonction de l'espacement entre les micropieux et du nombre de micropieux dans chaque groupe. La réaction en pointe a été mesurée séparément du frottement axial, l'influence de la semelle sur la portance du groupe a été étudiée aussi. L'effet de groupe est maximal pour un espacement compris entre  $3B$  et  $4B$ .

Pour les essais effectués sur des modèles réduits de micropieux foncés dans des sols frottants, on constate que :

- Pour des sols lâches, le coefficient d'efficacité  $C_e$  du groupe est toujours supérieur à 1 et atteint un maximum pour un espacement  $S/B = 2$ . Ce coefficient augmente également avec le nombre de pieux ;
- Pour des sols denses avec un espacement  $2 < S/B < 4$  (cas usuel), le coefficient d'efficacité est légèrement supérieur à 1, tant que le pieu est mis en place sans forage ni injection.

L'étude expérimentale qui concerne l'influence de l'espacement sur la portance de groupes a été réalisée sur trois micropieux chargés verticalement dans du sable avec un espacement entre les micropieux de 2 à 7 diamètres. Les résultats des essais, poussés jusqu'à la rupture, sont résumés sur la figure 6-5 (coefficient d'efficacité  $C_e$  en fonction de l'espacement entre les pieux). Ils mettent en évidence que pour des intervalles compris entre 2 à 7

diamètres, le groupe possède une charge portante supérieure à celle qu'auraient les micropieux s'ils étaient indépendants les uns des autres. Mais ces résultats sont valables pour « la situation spécifique du terrain et des micropieux employés dans les essais ».

La densité du sable n'est pas connue pour cette étude, mais on peut faire les remarques suivantes :

- Le coefficient d'efficacité  $C_e$  semble augmenter avec l'élanement, mais il ne dépasse jamais 1,3 ;
- Un entraxe optimal existe, aux alentours de  $S/B = 3,5$  à 4.

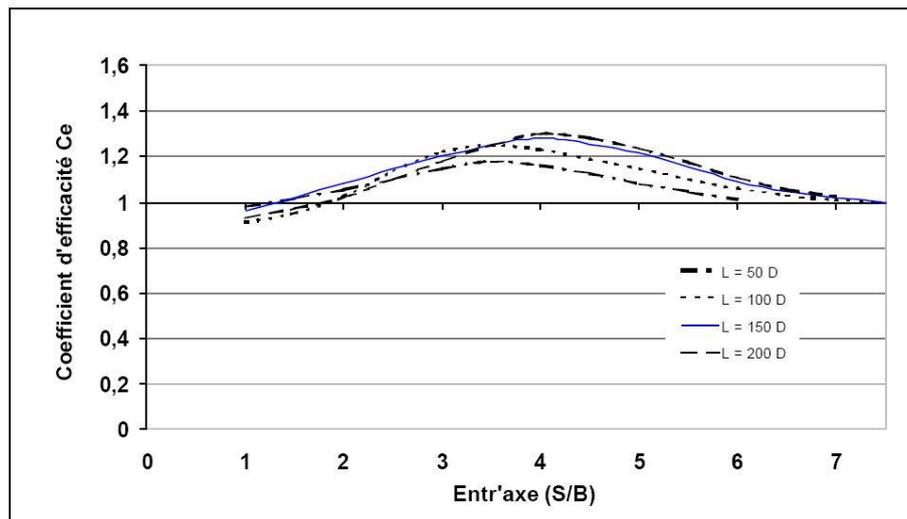


FIGURE 6-5 Influence de l'espacement relatif (S/B) dans un modèle de groupe de micropieux sur le coefficient d'efficacité global (Lizzi et Carnevale, 1979)

D'autres essais effectués par Lizzi (1978) sur des groupes de micropieux en vraie grandeur ont montré que l'influence mutuelle entre les micropieux se manifeste pour des intervalles largement supérieurs aux trois diamètres habituels.

Le tableau suivant donne l'ensemble des résultats, des études expérimentales (FOREVER), obtenus pour le coefficient d'efficacité sous chargement vertical. Le sol utilisé a toujours été du sable de Fontainebleau.

- Avec :
- N le nombre de micropieux dans le groupe ;
  - L la longueur des micropieux testés ;
  - B le diamètre des micropieux
  - $I_D$  l'indice de densité du sable ;
  - S l'espacement entre les micropieux du groupe.

Tableau Valeurs des coefficients d'efficacité pour les différents groupes de micropieux testés dans le cadre du projet national Forever

Organisme	Type d'essai	N	Mise en place	Entr'axe S/B	D m	B cm	$I_D$	Coefficient d'efficacité
CEBTP	Vraie grandeur sur site	4	Forage	2	5	10	0,57	0,8 <Ce< 1,1
LCPC	Centrifugeuse à 10 g	3	Fonçage	1,5 à 3	0,5	1,2	0,65	0,76 <Ce< 1,05
LCPC	Centrifugeuse à 20 g	9 à 36	Fonçage	4 à 10	0,25	6	0,57	1,18 <Ce< 1,53
LCPC	Centrifugeuse à 10 g	18	Moulés	7	0,2	0,2	0,8	1,56 et 1,61
L3S	Cuve expérimentale	4	Fonçage	2 et 3	1,5	2,5	0,5	0,8 <Ce< 1,1
L3S	Cuve expérimentale	18	Fonçage	3,5 et 7	1	2	0,45 / 0,5	1,6 <Ce< 2,2
CERMES	Mini chambre d'étalonnage	5	Fonçage	2,1	0,2	1,12	0,36 / 0,50 / 0,76	0,59 <Ce< 0,95
CERMES	Chambre d'étalonnage	5	Fonçage	2,8	0,5	2	0,45 / 0,55 / 0,8	0,75 <Ce< 0,87
CERMES (2001)	Chambre d'étalonnage	5	Fonçage	4	0,5	1	0,55	0,63 <Ce< 0,74
Lizzi (1978)	Cuve expérimentale	18	Moulage	7	2	2	?	1,68

On note que seuls les groupes comportant un grand nombre de micropieux ont un coefficient d'efficacité supérieur à 1.

#### Densité du sol :

Les deux études (FOREVER) sur l'influence de la densité du sable sur la portance des groupes de micropieux semblent indiquer que le coefficient d'efficacité croît lorsque la densité décroît.

#### Nombre de micropieux :

Des essais de chargement de groupes de micropieux ont été réalisés (FOREVER) sur des groupes dont le nombre de micropieux variait de 3 à 36.

La figure 6-6 met en évidence une nette amélioration du coefficient d'efficacité des groupes chargés verticalement, pour  $N \geq 16$  par rapport à  $N \leq 5$ .

L'amélioration de la portance du groupe peut être expliquée par une meilleure densification du massif de sable entre les micropieux. L'augmentation du nombre de micropieux veut dire aussi une augmentation de la proportion des micropieux centraux dans le groupe. Les micropieux centraux bénéficient plus de l'effet d'enserrement du sol que les micropieux périphériques.

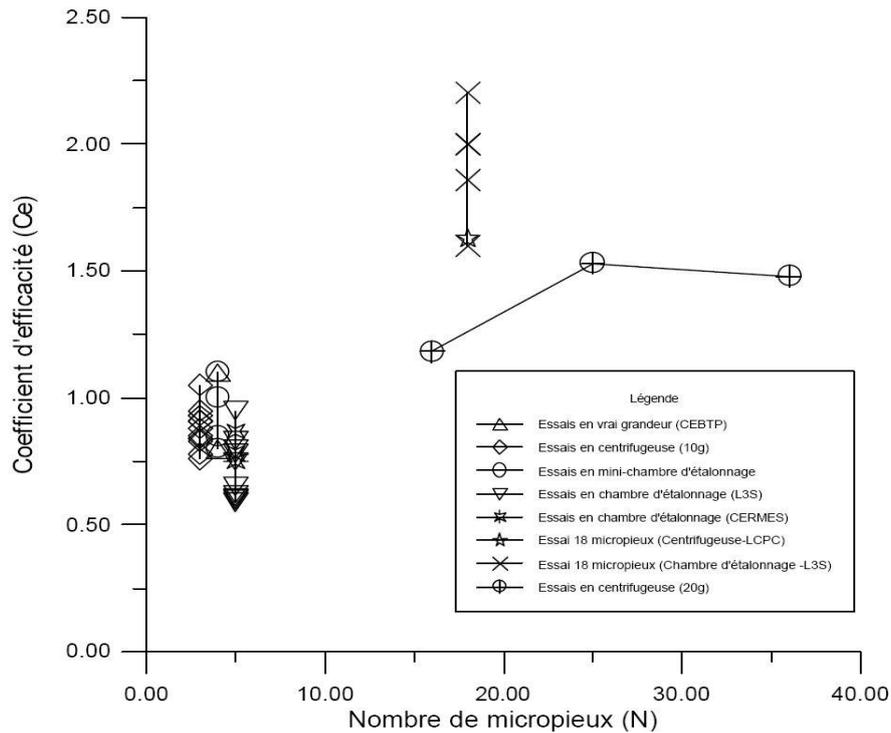


FIGURE 6-6 Influence du nombre de micropieux sur le coefficient d'efficacité du groupe dans les essais de Cermes

Ordre d'installation :

Une étude expérimentale sur l'influence de l'ordre d'installation des micropieux forcés dans du sable sur la portance du groupe montre que l'installation du micropieu central après le micropieu de la périphérie, dans le cas d'un groupe élémentaire de cinq micropieux forcés dans du sable moyennement dense ( $I_D = 0,5$ ), augmente la portance du groupe. Cette augmentation est de 40% par rapport à la portance d'un même groupe dans lequel le micropieu central est installé en premier (avant les micropieux de périphérie).

La figure 6-7 montre l'ordre de mise en place généralement pratiqué sur les chantiers.

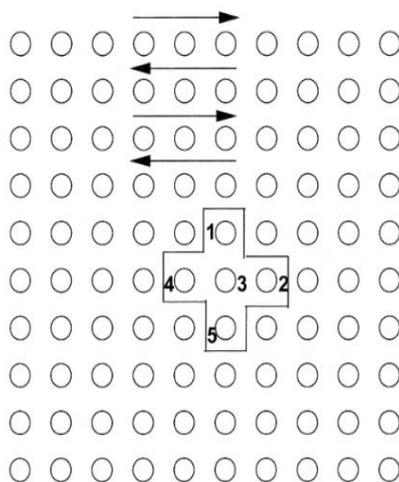


FIGURE 6-7 Méthode de mise en place classique sur les chantiers

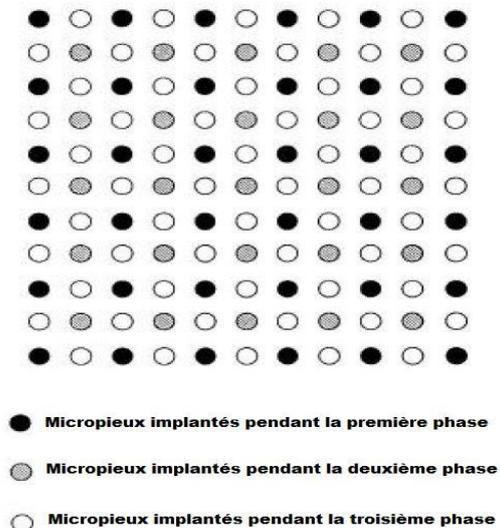


FIGURE 6-8 Méthode de mise en place proposée pour des micropieux forcés

La figure 6-8 suggèrent une nouvelle méthode d'installation des micropieux pour améliorer la portance globale du groupe. Les micropieux foncés pendant la dernière phase bénéficient d'un effet d'enserrement assez important assuré par les micropieux foncés lors des deux premières phases .

#### Influence de la semelle de liaison (fondation mixte) :

Les micropieux d'un groupe sont reliés en tête par une semelle. Cette semelle peut être une ancienne fondation déjà existante ou une fondation neuve.

Les semelles de liaison, qui sont en contact avec le sol, reprennent une part du chargement vertical total et l'on parle de « fondation mixte » pour l'ensemble semelle et micropieux.

L'évaluation par des essais de la reprise partielle de la charge verticale sur des fondations mixtes, de 4 et de 9 micropieux dont l'espacement variait de  $4B$  à  $6B$  selon les essais, montre que la charge verticale reprise par la semelle d'une fondation mixte peut être assimilée à la portance d'une semelle filante. La largeur de cette semelle est égale au double de la distance entre le bord de la même et la face externe des pieux. Cela correspond aux parties de semelle en porte-à-faux.

Dans le cadre du projet national Forever, l'évaluation de la portance des fondations mixtes de groupes de micropieux montre que la capacité portante de la fondation mixte est sensiblement celle du groupe des micropieux augmentée de celle de la semelle isolé, du moins pour les groupes pas trop serrés  $3 \times 3$  ( $S/B = 10$ ) et  $4 \times 4$  ( $S/B = 6,5$ ). On observe qu'après le contact de la semelle avec le sable, le comportement de la fondation mixte est sensiblement le même que celui de semelle seule.

#### Etude des paramètres influant sur la réaction transversale :

Pour un sol donné, l'espacement entre les micropieux, la direction du chargement et la mise en place des micropieux, notamment, affectent la réponse d'un groupe de micropieux charges transversalement.

#### Espacement de micropieux et direction du chargement :

Influence de la géométrie du groupe sur son comportement :

$\beta$  est l'angle entre l'axe d'application de la charge transversale et la direction des files de micropieux dans le groupe.

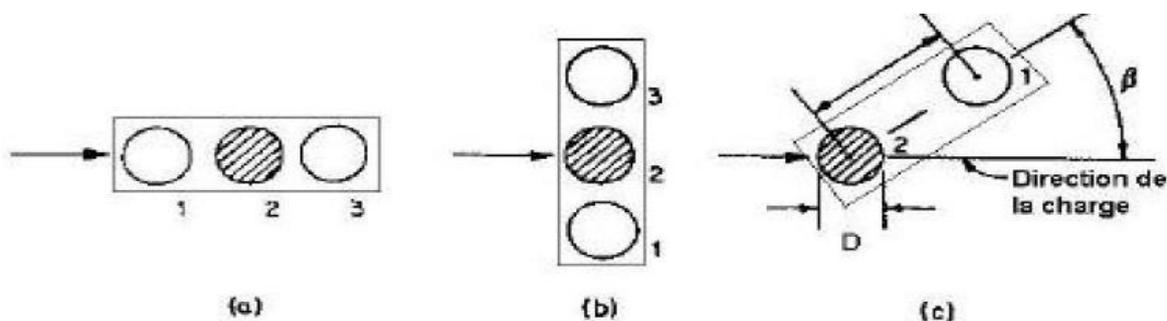


FIGURE 6-9 Influence de la géométrie du groupe sur la réaction transversale

Disposition en ligne :

Cas du groupe de 3 micropieux en ligne soumis à une force horizontale en tête, avec  $\beta = 0$ , comme présenté dans la figure 6-10a. Si on fait la comparaison entre un micropieu isolé sollicité avec la même charge transversale en tête, on constate que la réaction du sol sur le micropieu isolé est plus importante que sur le micropieu central (2) ou sur le micropieu arrière (1). Le micropieu avant (3) crée un « effet d'ombre » sur les micropieux arrière (1 et 2). Cet effet d'ombre est d'autant plus important que l'espacement entre les micropieux est réduit.

Le comportement des micropieux avant est légèrement influencé par les micropieux arrière ; Les essais expérimentaux montrent que le pieu avant présente un comportement moins résistant que le pieu isolé.

La figure 6-10 donne pour chaque pieu le coefficient d'efficacité pour la réaction latérale limite du groupe en fonction de l'espacement entre les pieux.

Les coefficients d'efficacité sous chargement horizontal des pieux avant et arrière d'un groupe de trois micropieux disposés en ligne peuvent être évalués par les expressions semi-analytiques suivantes :

Pour le pieu avant :

$$\eta_{hl} = 0,7309 \left(\frac{S}{B}\right)^{0,1951} \text{ pour } 1 \leq \frac{S}{B} \leq 3,37$$

$$\text{Et } \eta_{hl} = 1 \quad \text{pour } \frac{S}{B} \geq 3,37$$

Pour le pieux milieu et arrière :

$$\eta_{hl} = 0,5791 \left(\frac{S}{B}\right)^{0,32919} \text{ pour } 1 \leq \frac{S}{B} \leq 5,37$$

$$\text{Et } \eta_{hl} = 1 \quad \text{pour } \frac{S}{B} \geq 5,37$$

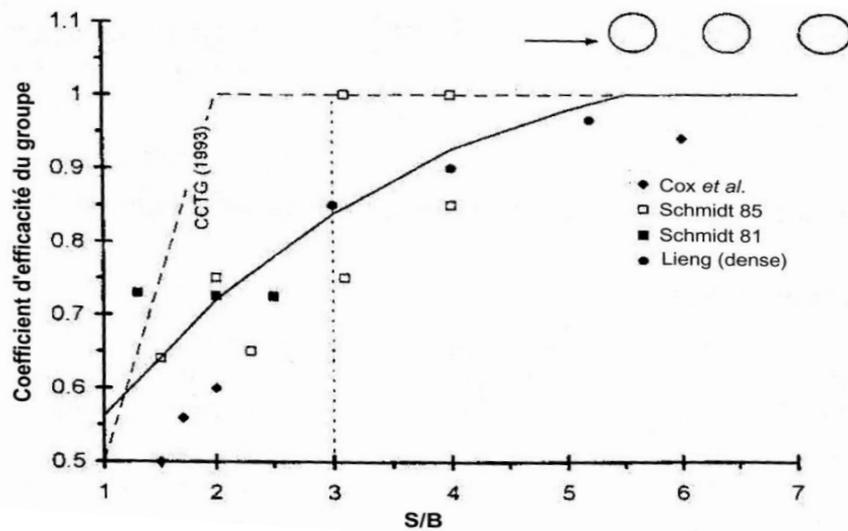


FIGURE 6-10 Coefficient d'efficacité  $\eta_{hl}$  pour un groupe de 3 micropieux disposés en ligne en fonction de l'espacement

Le tableau ci-dessous donne, pour les pieux disposés en ligne, les expressions simplifiées des coefficients de réduction  $P_m$  en fonction de l'espacement  $S/B$

TABLEAU Coefficients de réduction pour les pieux en ligne ( $\beta = 0$ )

	Coefficient de réduction $P_m$	Espacement $S/B$
Groupe de 2 pieux (refoulant ou non refoulant)		
Pieu avant	1	$\forall$
Pieu arrière	$0,1 \cdot \frac{S}{B} + 0,3$	$< 7$
	1	$\geq 7$
Groupe de 3 pieux (non refoulant)		
Pieu avant	$0,1 \cdot \frac{S}{B} + 0,4$	$< 6$
	1	$\geq 6$
Pieu milieu et arrière	$0,12 \cdot \frac{S}{B} + 0,16$	$< 7$
	1	$\geq 7$

Disposition en rang :

L'interaction entre les micropieux est plus simple quand la disposition des micropieux est perpendiculaire à la direction du chargement (disposés en rang,  $\beta = 90^\circ$ ), comme le montre la figure 6-9b. Cette interaction est fonction de l'espacement entre les micropieux.

Si la semelle est suffisamment rigide, chaque micropieu reprendra la même charge, mais sa charge limite sera inférieure à celle d'un micropieu isolé.

La détermination du coefficient d'efficacité de chaque micropieu du groupe sous chargement horizontal peut être par :

$$\eta_{hl} = 0,5292 \left(\frac{S}{B}\right)^{0,5659} \text{ pour } 1 \leq \frac{S}{B} \leq 3,28$$

$$\text{Et } \eta_{hl} = 1 \quad \text{pour } \frac{S}{B} \geq 3,28$$

Pour des espacements  $S/B$  supérieurs à 3, cas de la pratique courante, l'interaction entre les micropieux est négligeable.

Dans le cas des micropieux disposés en rang, le Fascicule 62-titre V(1993) propose un coefficient d'efficacité de la réaction transversale du groupe  $\eta_h = 1$ , indépendamment de l'espacement entre les micropieux.

#### Effet de la mise en place des micropieux

Des essais comparatifs ont été réalisés : pour deux types de mise en place, avec refoulement du sol (les pieux sont soit battus, soit foncés) et sans refoulement du sol (pieux moulés) pour deux types des séries de groupes. La densité du sable est élevée ( $I_D = 0,97$ ).

Pour une série de groupes de trois pieux disposés en ligne par rapport à la direction de chargement ( $\beta = 0$ ), on trouve qu'une différence entre les deux modes d'installation apparaît pour le comportement des pieux avant.

Pour une série de groupes de deux pieux disposés également en ligne l'influence de la mise en place des pieux sur l'effet de groupe est négligeable

La courbe de chargement du pieu avant avec refoulement (battu) est très proche de celle du pieu isolé, contrairement au pieu avant sans refoulement (moulé) qui présente une modification de comportement par rapport au pieu isolé.

## **6.4 Recommandations sur la portance des groupes de micropieux**

Les résultats expérimentaux du projet national Forever ont montré un effet de groupe positif ( $C_e > 1$ ) pour des groupes comportant un grand nombre de micropieux élançés. On peut affirmer que l'effet de groupe est dans ce cas dû à l'« enserrement du sol » entre les micropieux.

Ceci dit, l'effet de groupe apparaît optimal pour une valeur de l'entraxe relatif  $S/B$  entre les micropieux comprise entre 2,5 et 4. Pour des valeurs inférieures de cet entraxe, il semblerait que l'enserrement devienne trop fort provoquant une rupture de type bloc de l'ensemble sol et micropieux dont la portance globale diminuerait.

Pour des valeurs supérieures, l'enserrement se réduit et la portance du groupe tend vers celle des micropieux isolés ( $C_e = 1$ ).

La portance pour des groupes comportant un petit nombre de micropieux est inférieure à celle des micropieux isolés ( $C_e < 1$ ), car le groupe n'a pas assez des micropieux pour assuré un enserrement suffisant du sol entre les micropieux.

Les coefficients d'efficacité évoqués ci-dessus sont des coefficients globaux qui masquent, dans le cas de pieux courts, l'effet de groupe positif sur le frottement latéral.

La méthode de mise en place peut améliorer l'enserrement. Il faut privilégier les paramètres et les conditions de mise en place qui favorisent un enserrement optimal.

Il semble qu'il soit impossible de quantifier précisément l'effet de groupe apporté par n'importe quel paramètre. La situation des micropieux, dans l'état actuel des recherches sur les groupes, est la même que pour les groupes de pieux de diamètre usuel. Mais il est plus facile de favoriser l'effet d'enserrement pour les groupes de micropieux que pour les groupes de pieux de « grand » diamètre.

Le projet national FOREVER confirme que l'utilisation de micropieux est une solution adaptée et efficace pour la stabilisation des mouvements des constructions anciennes.

## **6.5 Conclusion**

Dans de nombreux projets en bureau d'étude au moment de la conception d'une fondation par pieu ou micropieu, l'espacement entre les micropieux joue un rôle clé. En effet les études menées par différents auteurs montrent clairement que le coefficient d'efficacité varie avec l'espacement entre les micropieux.

On constate aussi que la résistance du groupe soumis à des efforts latéraux est inférieure à la résistance de la somme des micropieux pris isolément.

## 7 CHAPITRE 7

### 7.1 Réseaux de micropieux

Le comportement des réseaux diffère de celui des groupes par l'effet de l'inclinaison et l'entrecroisement des pieux.

La sollicitation en flexion des micropieux inclinés du réseau, l'inclinaison et l'enchevêtrement développent un enserrement du sol entre les micropieux ce qui rend le comportement des réseaux d'une complexité particulière et difficile à résoudre.

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

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

Les réseaux ont été particulièrement développés par Lizzi en Italie pour le renforcement des fondations de constructions anciennes, élancées pour la plupart (campaniles, tours, etc.) (Lizzi, 1982). Les réseaux ont un bien meilleur comportement que les groupes sous chargement horizontal, l'intérêt des réseaux pourrait aussi résider dans une portance verticale plus élevée que celle du groupe équivalent, comme observé par Lizzi (1978) lors d'essais sur modèles réduits.

On présente dans la partie suivante une synthèse et une interprétation des résultats obtenus des essais réalisés qui ont permis d'étudier l'influence de certains paramètres (l'influence de l'espacement des micropieux, de la densité du sable, de la densité des micropieux (nombre), de l'inclinaison des micropieux et de leur enchevêtrement) sur la portance verticale.

### 7.2 Analyse des résultats expérimentaux

#### Etude des paramètres influant sur la portance verticale

Le comportement des réseaux sous chargements vertical et horizontal est peu connu, vu le nombre important de paramètres influant sur la portance des réseaux.

Et rares sont les recherches effectuées sur les réseaux de micropieux.

Rappelons que l'orientation des micropieux dans un réseau est caractérisée par les deux angles suivants (figure 7-1) :

- $\alpha$  : l'angle d'inclinaison du micropieu avec la verticale,
- $\beta$  : l'angle entre le plan vertical tangent au cercle (centré au milieu de la fondation) et le plan vertical passant par le micropieu, que l'on appelle angle d'enchevêtrement.

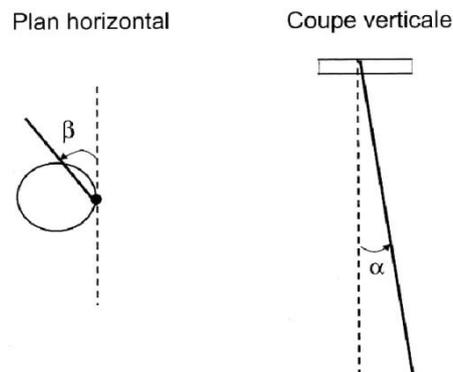


FIGURE 7-1 Définitions des deux angles  $\alpha$  et  $\beta$  déterminant l'orientation des micropieux

Un réseau enchevêtré se caractérise par des valeurs de  $\beta$  négatives ( $\beta < 0$ ) ou supérieures à  $180^\circ$ , qui permettent aux micropieux d'avoir des distances généralement plus rapprochées entre eux que leur espacement en tête. Cela donne un bon enserrment du sol entre les micropieux.

Un effet positif des réseaux a été mis en avant par F. Lizzi(1978) qui a mené des essais de chargement vertical sur :

- Un groupe de 3 micropieux d'entreaxe  $17,5 B$  simulant ainsi des micropieux isolés (micropieux de référence) ;
- Un groupe de 18 micropieux d'entreaxe  $7B$  et disposé en deux cercles concentriques ;
- Un réseau de 18 micropieux d'entreaxe  $7B$  et disposés également en deux cercles concentriques, chaque micropieu étant incliné à la fois par rapport à la verticale et par rapport au plan vertical tangent au cercle ( $\alpha = 8,3^\circ$  et  $11^\circ$  ;  $\beta = -20^\circ$  et  $200^\circ$ ).

La figure 7-2 montre la disposition géométrique des micropieux de référence, du groupe de 18 micropieux et du réseau de 18 micropieux.

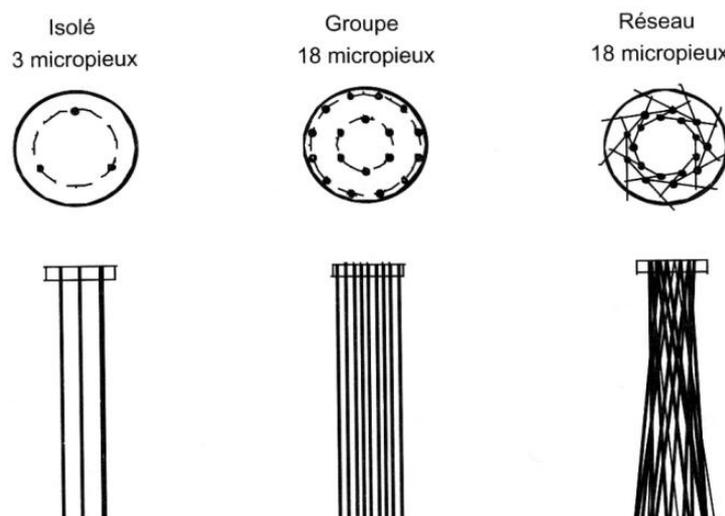


FIGURE 7-2 Disposition géométrique ( Lizzi,1978)

Les micropieux étaient des tiges d'acier ayant tous le même élancement D/B égal à 100 (diamètre B = 20mm et longueur D = 2m). Ils ont été mis en place par moulage dans un sable (de densité inconnu). Le sable a été en fait déversé dans un état quasi-liquide autour des micropieux avant d'être asséché.

L'inclinaison et l'orientation des micropieux du réseau différaient entre les deux cercles de micropieux, à savoir :

- Pour les cercles intérieur, les micropieux formaient un angle  $\beta = -20^\circ$  ; leur inclinaison par rapport à la verticale était  $\alpha = 8,3^\circ$  ;
- Pour le cercle extérieur, les micropieux formaient un angle  $\beta = 20^\circ$  et leur inclinaison par rapport à la verticale était  $\alpha = 11^\circ$  .

La figure 7-3 présente les courbes de chargement des micropieux isolés, du groupe et du réseau dans le cas du sable.

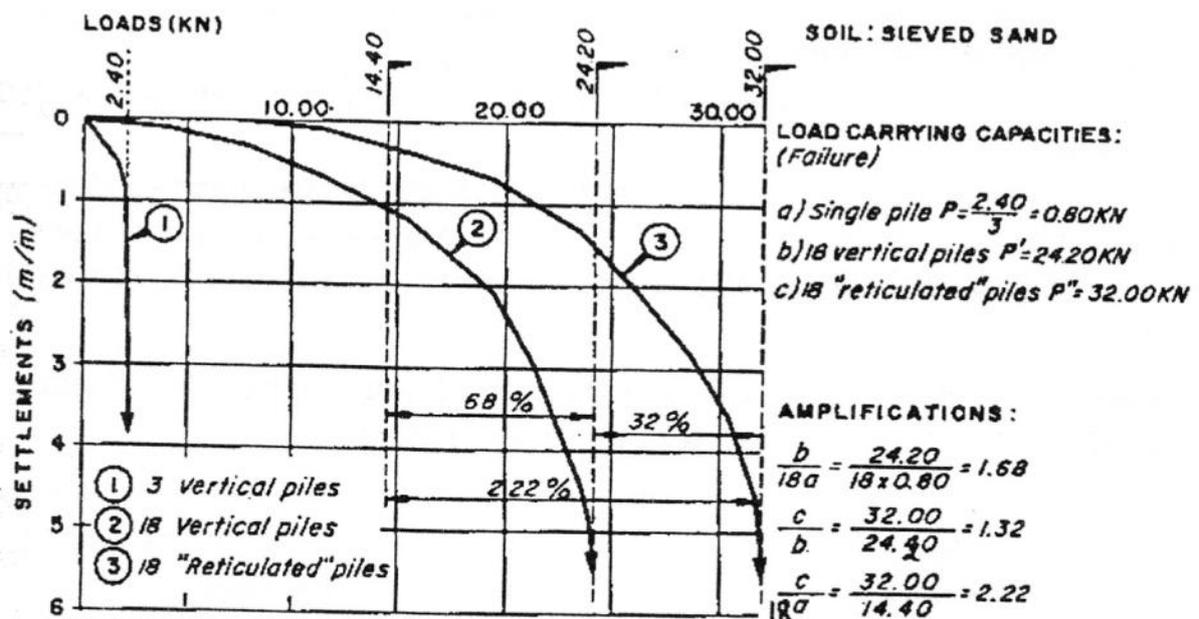


FIGURE 7-3 Courbes de chargement des 3 micropieux de référence, du groupe et du réseau de 18 micropieux : cas du sable (Lizzi, 1978)

Le résultat principal est un coefficient d'efficacité de 1,68 pour le groupe de 18 micropieux (augmentation de la portance verticale de 68% par rapport à 18 micropieux isolés) et de 2,22 pour le réseau de 18 micropieux (augmentation de 122% par rapport à 18 micropieux isolés).

Essais de chargement des réseaux de micropieux (FOREVER) : le tableau ci-après résume les conditions d'essai, leurs géométries et les coefficients d'efficacité obtenus sur ces réseaux.

TABLEAU Comparaison des coefficients d'efficacité des réseaux de micropieux testés dans le cadre du projet national Forever (tous les sols sont du sable)

Labo	Essai	Mise en place	N	$\alpha$	$\beta$	S/B	B mm	D m	$C_e$
CEBTP (2D) Vraie grandeur	Réseau 1	Forage	4	20°	-	4	100	5	0,81
	Réseau 2	Forage	4	20°	-	12	100	5	0,85
	Réseau 3	Forage	4	20°	-	17	100	5	0,81
LCPC Centrifugeuse à 10g	Type Lizzi (initial)	Moulé	18	9°* / 11,8°***	-20°* / 200°***	7	2	0,2	1,31
	Divergent	Moulé	18	9°	90°	7	2	0,2	0,97
	En vville	Moulé	18	9°	0°	7	2	0,2	0,65
	Alterné	Moulé	18	9°	0°*/180°***	7	2	0,2	0,51
LCPC Centrifugeuse à 10g	Chevalet 1	Fonçage	2	10°	-	3	12	0,6	0,92 <sup>(1)</sup>
	Chevalet 2	Fonçage	2	20°	-	3	12	0,6	0,87 <sup>(1)</sup>
L3S Cuve expérimentale	1998 (2)	Fonçage	18	20°	0°* / 180°***	7	10	1	2,3
	1998 (3)	Fonçage	18	20°	0°* / 180°***	3,5	10	1	1,81
	1999 (2)	Fonçage	18	20°	0°* / 180°***	7	10	1	1,77
	1999 (3)	Fonçage	18	20°	0°* / 180°***	3,5	10	1	1,74
	1999 (4) plus enchevêtré	Fonçage	18	20°	-40° ou 220°***	7	10	1	2,29
	2001 (1) quasi cylindrique	Fonçage	18	20°	≈ -30° / 210°**	7	10	1	2,93
CERMES Chambre d'étalonnage	En surface	Fonçage	5	15°	90°	4	10	0,5	-
	$\sigma_c = 50$ kPa	Fonçage	5	15°	90°	4	10	0,5	0,65
	$\sigma_c = 100$ kPa	Fonçage	5	15°	90°	4	10	0,5	0,59
	$\sigma_c = 150$ kPa	Fonçage	5	15°	90°	4	10	0,5	0,59
Lizzi (1978) Cuve expérimentale		Moulé	18	8,3°* / 11,8°***	-20°* / 200°***	7	20	2	2,22

\* file externe \*\*file interne \*\*\*angles de deux micropieux successifs sur une même file  
(1) par rapport au groupe

Les valeurs du coefficient d'efficacité  $C_e$  correspondent à la valeur maximale de la charge ou, à défaut, au tassement égal à 1/10 du diamètre de la semelle de liaison.

#### Influence de l'espacement

Pour les réseaux l'espacement des micropieux est la distance séparant les axes des micropieux au niveau de la face inférieure de la semelle de liaison reliant les micropieux.

La comparaison entre les coefficients d'efficacité des divers réseaux chargés verticalement ne montre aucune relation particulière entre le coefficient d'efficacité et l'espacement relatif.

On constate que l'espacement en tête des micropieux n'est pas un paramètre principal.

Les essais en vraie grandeur n'ont fourni qu'un effet de réseau négatif, indépendamment de l'espacement. Il est utile de rappeler que ces essais ont été réalisés sur des réseaux de 4 micropieux seulement (doubles chevalets).

#### Influence de la densité du sable

La densité du sol est a priori un paramètre principal dans le comportement des réseaux de micropieux.

Tous les essais réalisés sur des groupes et des réseaux de micropieux l'ont été sur du sable rapporté. Dans la plupart des cas, la valeur retenue pour l'indice de densité  $I_D$  a été voisine de 0,5 ( $0,45 < I_D < 0,55$ ), correspondant au cas des sables relativement lâches jugé plus intéressant.

Il apparaît que l'augmentation de la densité du sable diminue sensiblement l'efficacité des réseaux de 18 micropieux. En effet, le coefficient d'efficacité  $C_e$  est toujours inférieur à 1.

La différence de la forme des courbes charge-déplacement semble être influencée par la densité du sable.

#### Influence de la densité de micropieux

Aucun effet positif de réseau n'est observé pour des essais avec un petit nombre de micropieux (4 ou 5). Il semble qu'il soit nécessaire un nombre minimal de micropieux par unité de volume (densité de micropieux) de sol, pour obtenir un enserrement suffisant pour conduire à un effet positif.

#### Effet de l'orientation (inclinaison et enchevêtrement) des micropieux

L'inclinaison des micropieux seule (sans enchevêtrement) semble avoir un effet négatif sur la capacité portante aux faibles déplacements des réseaux simples de micropieux par rapport aux groupes.

Sur ces types de réseaux simples, en revanche, il a été mis en évidence une mobilisation progressive de la réaction transversale aux micropieux par une forme de « mise en butée » du sol (mécanisme propre aux micropieux inclinés sous chargement vertical)

En ce qui concerne les doubles chevalets, l'excavation du massif de sable après les essais a montré que le coulis enrobant l'armature en tête de certains micropieux était fissuré, traduisant des efforts de flexion importants, en cohérence avec cette « mise en butée » du sol.

Le mécanisme de mise en butée du sol avec les micropieux peut conduire à une meilleure portance du réseau par rapport à celui du groupe équivalent, aux grands déplacements et dans certaines conditions.

Pour les essais sur des réseaux plus significatifs par le nombre de micropieu ( $n=18$ ) et par l'enchevêtrement ( $\beta < 0$  ou  $\beta > 180$  et/ou croisement des micropieux), le phénomène d'érouissage a été clairement visible pour les réseaux, confirmant en cela le mécanisme de mise en butée sur des inclusions longues et flexibles que sont les micropieux.

Les études numériques menées montrent un effet positif dans le cas d'un réseau simple, par rapport au groupe équivalent. Ces études confirment que cet effet est dû à la mise en butée du sol. Il y a eu des différences entre les résultats des études numériques et les résultats expérimentaux qui peuvent être expliquées par une mobilisation tardive de la butée. Cette comparaison montre que les conditions de la mobilisation de la butée et son intensité dépendent des rigidités, tant des micropieux (traction/compression et flexion) que du sol et des interfaces (courbes de réaction).

#### Commentaires sur la portance horizontale

Les essais de chargement horizontal menés sur des réseaux simples confirment que l'inclinaison des micropieux (ou des pieux) est largement bénéfique pour la reprise des efforts transversaux statiques, dynamiques ou sismiques.

### **7.3 Conclusions**

Un réseau a un meilleur comportement sous charge horizontale que le groupe équivalent.

Pour obtenir un effet de réseau positif, il convient, de respecter les recommandations pour les groupes.

Pour des sols granulaires lâches à moyennement denses, on peut obtenir un effet de réseau positif, par rapport à un groupe équivalent, en assurant un bon enserrement du sol, et en concentrant le plus possible les micropieux sous la charge.

Pour cela les micropieux doivent être « rentrants » ( $\beta < 0$ ), afin d'assurer le meilleur épingleage du sol possible.

Pour des sols granulaires denses, il semble qu'un effet de réseau positif ne puisse pas être obtenu.

Le dimensionnement par une méthode de calcul qui tienne compte des spécificités du comportement des réseaux est possible que pour les réseaux simples.

Sur le plan pratique, l'évolution des méthodes de réalisation des micropieux amène à distinguer deux grandes catégories :

- Les micropieux injectés sous forte pression de type IRS, pour lesquels il est plus avantageux de rechercher une haute capacité individuelle, éventuellement de groupe ou de réseau simple ;
- Les micropieux forés et scellés ou battus, pour lesquels il peut être avantageux, compte tenu de leur « simplicité », de rechercher un effet de réseau par enserrement et épingleage du sol.

## 8 CONCLUSIONS GENERALES

L'étude de la technique des micropieux pour la reprise en sous-œuvre des fondations et comme fondation des ouvrages neufs constitue l'objet principal du présent mémoire.

Malgré la diversité et le développement rapide des micropieux, cette technique de fondation profonde est généralement calculée par des méthodes empiriques, notamment pour le cas des réseaux.

En France, les documents techniques unifiés (DTU 13-2,1991) et le Fascicule 62 titre V (1993) proposent des méthodes de calculs des micropieux, et sont respectivement destinés aux domaines du bâtiment et des ouvrages de génie civil.

Si les micropieux isolés ou en groupe sont calculés d'une façon analogue aux pieux (méthode des fonctions de transfert de charge, méthode des éléments finis, etc....) les réseaux de micropieux le sont moins car leur comportement est plus complexe.

Les résultats expérimentaux ont montré un effet de groupe positif ( $C_e > 1$ ) pour des groupes chargés verticalement et comportant un grand nombre de micropieux élancés. Cet effet est essentiellement dû à la densification du sol (résultant de la mise en place des micropieux). L'effet de groupe apparaît optimal pour une valeur de l'entraxe relatif S/B entre les micropieux comprise entre 2,5 et 4. Il est évident que la densification du sol peut être améliorée par certaines méthodes de mise en place des micropieux plutôt que par d'autres.

Quant au cas du chargement horizontal, les effets de groupe sont tout à fait semblables à ceux que l'on connaît pour les pieux de diamètre usuel. La résistance globale d'un groupe est inférieure à la résistance de la somme des micropieux pris isolément, notamment à cause de l'effet d'ombre créé par les micropieux avant sur les micropieux arrière. Les essais expérimentaux ont également montré que les micropieux refoulant le sol présentent une meilleure rigidité au chargement horizontal que les pieux ne refoulant pas le sol.

L'analyse des essais de chargement des réseaux permettent d'affirmer qu'un réseau de micropieux, quel qu'en soit le nombre, a un meilleur comportement sous charge horizontale qu'un groupe équivalent. Pour le comportement sous charge verticale, les résultats sont contrastés.

L'approche par la méthode des fonctions de transfert de charge, montre que les méthodes développées pour les pieux de diamètre usuel, reposant sur les résultats des essais pressiométriques, sont applicables telles quelles aux groupes de pieux de petit diamètre.

Les résultats des calculs par la méthode des fonctions de transfert de charge montrent que l'inclinaison dans les micropieux, dans un réseau élémentaire, implique une augmentation des sollicitations internes dans les micropieux chargés verticalement.

## 9 Bibliographie

RGCU (réseau génie civil et urbain) et IREX (Institut pour la recherche appliqué et l'expérimentation en génie civil) – Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux FOREVER (1993-2001) (Fondations Renforcées Verticalement) – ENPC (Presse de l'école nationale des Ponts et chaussées) Paris, Mai 2004

BERTRAND SCHWARTZ - Réhabilitation des Structures et de l'enveloppe – CATED

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS - Fascicule 62 titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil – Textes Officiels Circulaire N° 93-66 Décembre 1993

ROGER FRANK – Calcul des fondations superficielles et profondes- Presses Ponts et Chaussées - Octobre 1999

GERARD PHILLIPPONNANT – BERTRAND HUBERT –Fondations et ouvrages en terre- Editions Eyrolles

AFNOR Association Française de Normalisation -NF P95-106 Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie- Août 1993

BERNARD FARGEOT- PIERRE JARTOUX –CHRISTIAN TOURNEUR-Manutentions Lourdes –Technologie et mise en œuvre - Techniques de l'Ingénieur, traité Construction

ESTEPHAN ROGER - « Contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux » -Thèse de Doctorat CERMES (Centre d'enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols)- Juin 2003

S.E.T.R.A (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements) « Les Micropieux » -Ministère de l'Urbanisme du Logement et des transports –Direction des Routes 1986

ROBERTO VALENTINO, DAVIDE STEVANONI - Micropiles Made of Reinforced Polyurethane Resins: Load Tests and Evaluation of Bearing Capacity – EJGE 2010

BUSTAMANTE M. et DOIX B . - « Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés » - Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°140 1985 (novembre-décembre )

### Sites internet

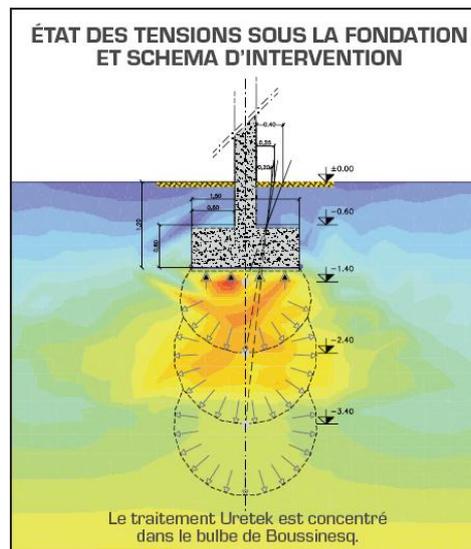
De URETEK : <http://www.uretek.net/francaise/> et <http://www.uretek.fr/>

## 10 ANNEXES

### 10.1 Annexe A

L'injection est concentrée dans le bulbe de Boussinesq. C'est-à-dire dans le volume de terrain qui est sollicité par les tensions induites par la descente de charge du bâtiment. C'est généralement la faiblesse de résistance de ce volume qui est responsable des tassements.

La rapidité de la réaction d'expansion et de solidification ne permet pas à la résine de se diffuser à plus de 2m du point d'injection.



Un exemple de résine : la résine URETEK appelée communément « Géoplus » s'obtient par mélange de deux composants véhiculés séparément depuis le camion atelier jusqu'au pistolet d'injection. C'est à ce niveau que le mélange s'effectue.

C'est la chaleur dégagée par la réaction exothermique qui provoque la dilatation du gaz propulsif, entraînant ainsi la formation de la résine expansée (jusqu'à 15 fois le volume initial). Dans cette phase la force d'expansion de la résine exerce une pression qui peut atteindre 10000kPa. C'est cette pression de gonflement qui va compacter le sol et non la pression d'injection.

Sous sa forme définitive, la résine URETEK est un matériau solide expansé qui présente les qualités suivantes :

- Légèreté : Dans les applications courantes le matériau expansé pèse en moyenne de 100 à 300 kg au  $m^3$
- Stabilité : le matériau définitif est chimiquement stable
- Non biodégradable et non polluant : il n'y a pas d'interaction avec le milieu dans lequel il est injecté.
- Imperméabilité : la structure de la résine expansée solidifiée est constituée de cellules fermées. C'est un matériau très peu perméable.

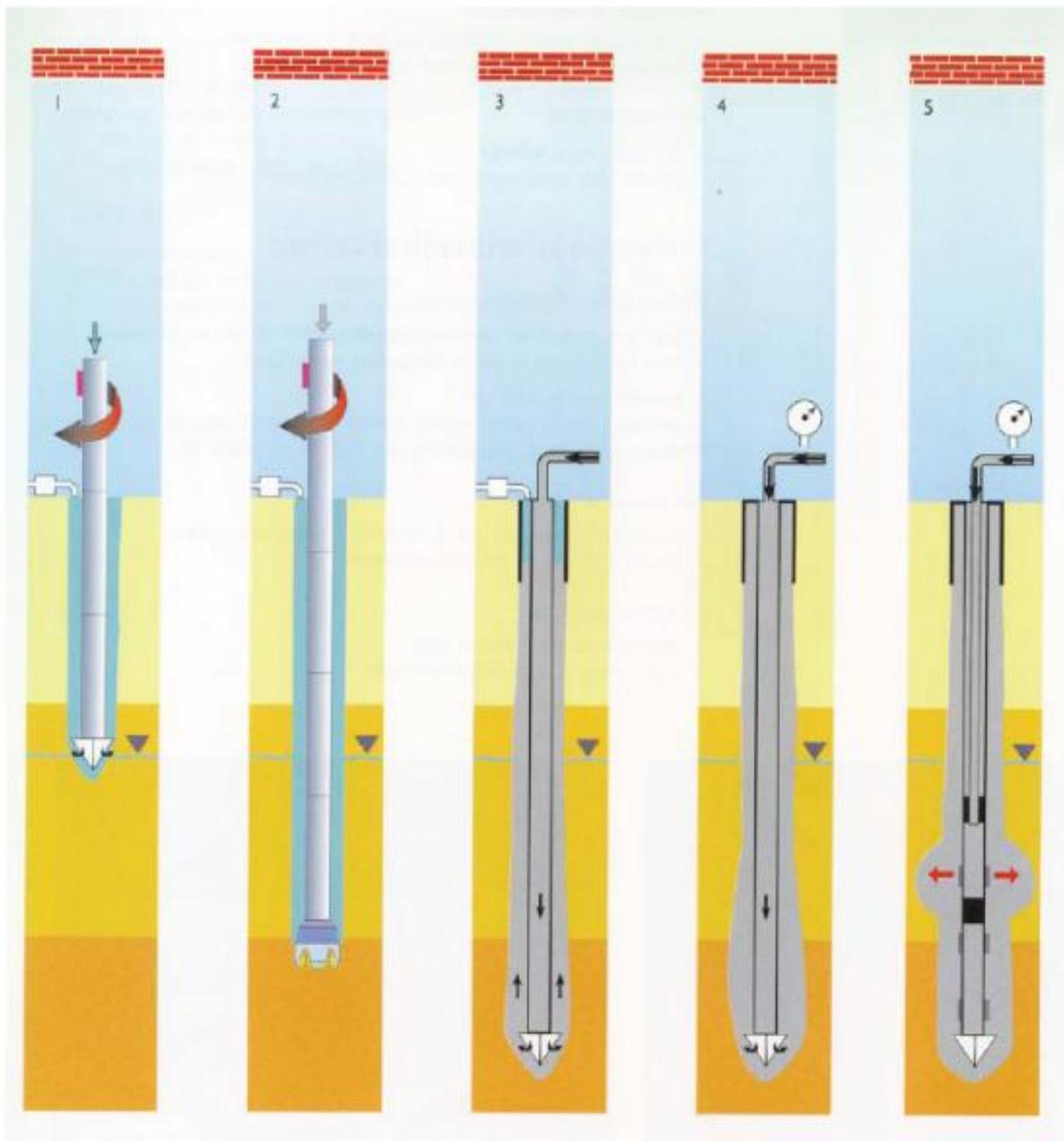
Les composants de la résine URETEK sont :

RESINOL : à base d'amidon. Il ne contient aucun ingrédient nocif pour la santé ni l'environnement.

Le MDI-Isosyanate est aussi sans nocivité. Quand il est injecté seul dans le sol, il réagit très rapidement à l'humidité, prenant une forme cristalline. En cette forme cristalline, il n'est plus soluble dans l'eau et garde en permanence une structure solide. Le Polyuréthane est une matière plastique thermodurcie. Il ne se dissout pas ni ne se détériore dans la nature. Les acides du sol n'ont aucun effet sur lui-même à longue échéance. Le produit n'a aucune propriété cancérigène.

## 10.2 Annexe B

a) Différentes phase de réalisation d'un micropieu (Franki Geotechnics, 1998)



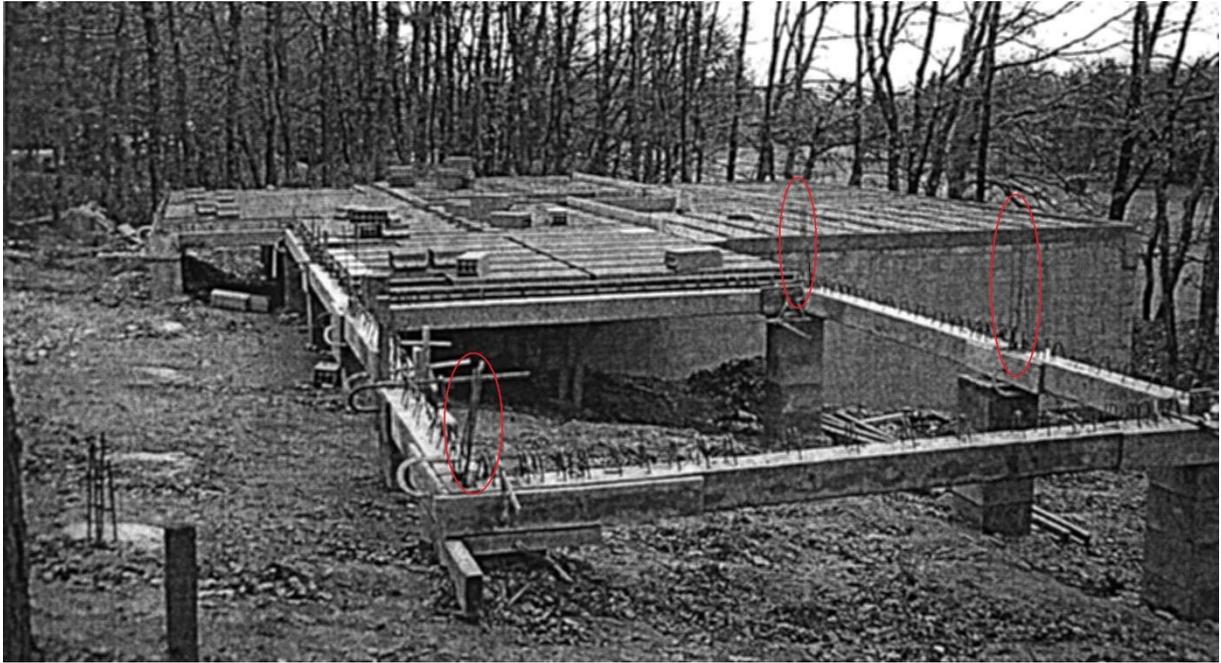
1 et 2 forage sous fluide de forage

3 mise en place coulis de gaine

4 injection générale unique (IGU) sous faible pression

5 injection répétitif sélectif (IRS) par TAM sous haute pression

b) Exemple de photographie des travaux Villa Gaugler, les attentes puits longrine sont entourées en rouge



## 10.3 Annexe C

Calcul de  $Q_{su}$  selon le Fascicule 62 Titre V (1993) :

Calcul de la contrainte  $q_s(z)$  à partir des essais au pressiomètre ménard

La valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur  $z$ ,  $q_s(z)$ , est donnée par la figure C-1 en fonction de la valeur de la pression limite nette  $p_l(z)$  mesurée à cette même profondeur.

FIGURE C-1 Courbes de frottement unitaire limite le long de fût du pieu

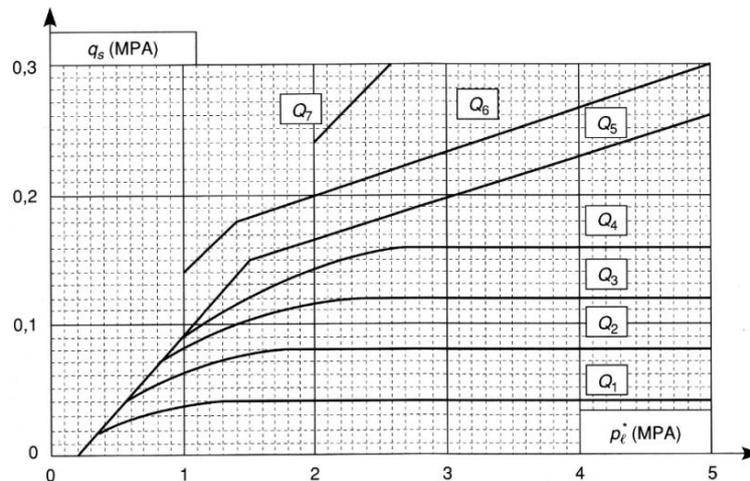


TABLEAU C-1 Choix des courbes pour la détermination du frottement latéral unitaire  $q_s$

Type de pieu	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub> (1)				Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (1)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>4</sub> (3)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Foré tubé (tube perdu)		Q <sub>1</sub>		Q <sub>1</sub>		Q <sub>2</sub>		(4)		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	
Puits(5)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		(4)		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>			Q <sub>3</sub>			(4)		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		Q <sub>4</sub>		(4)		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>			Q <sub>3</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>		Q <sub>5</sub>	
Injecté haute pression(6)		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>		Q <sub>6</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>6</sub>	Q <sub>7</sub> (7)

(7) Cette disposition concerne surtout les micropieux, pour lesquels il est recommandé de procéder à des essais de chargement si leur nombre le justifie

TABLEAU C-2 Calcul du coefficient  $\alpha$  (Bustamante et Doix, 1985)

TABLEAU IV  
Valeurs des coefficients  $\alpha$  pour le calcul du diamètre moyen  
du scellement d'un tirant ou micropieu injecté

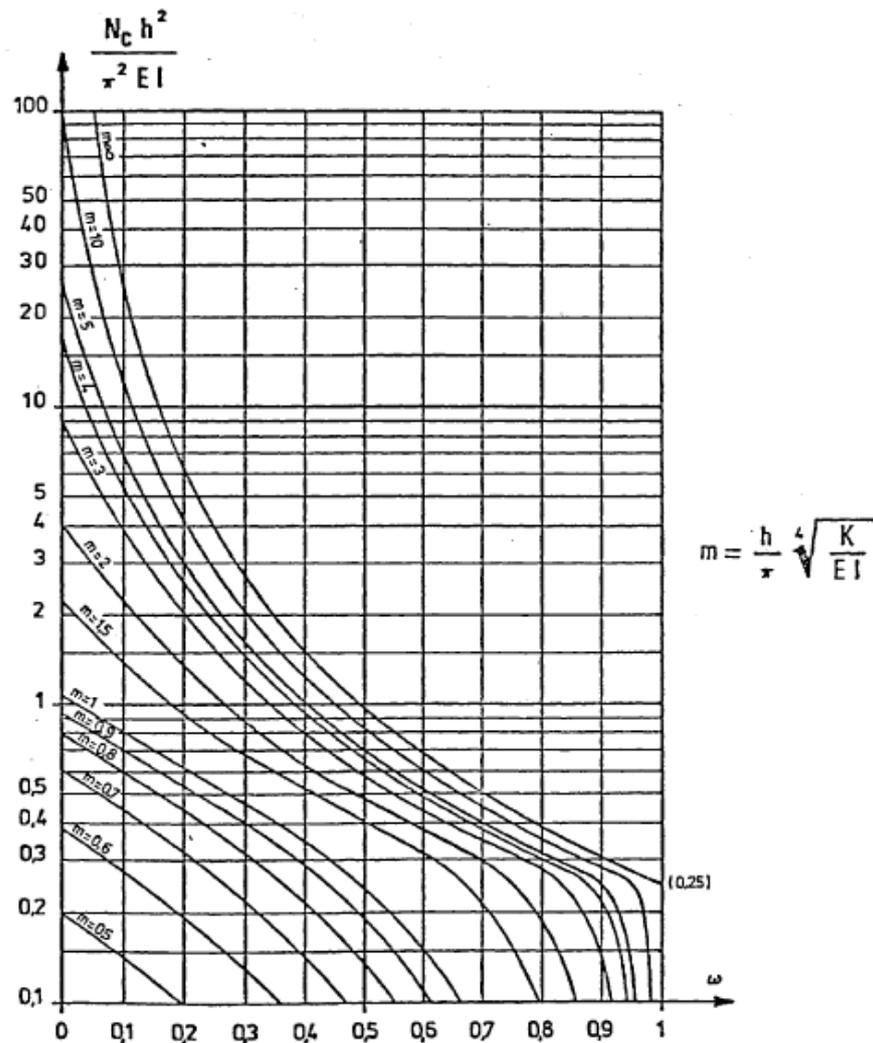
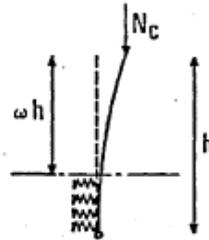
SOLS	Coefficient $\alpha$		Quantité minimale de coulis conseillée $V_i$
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 $V_s$
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 $V_s$
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 $V_s$
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 $V_s$
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 $V_s$
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 $V_s$
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	{ 1,5 à 2 $V_s$ pour IRS 1,5 $V_s$ pour IGU
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 $V_s$ pour IRS 1,5 $V_s$ pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 $V_s$ pour IRS 1,5 à 2 $V_s$ pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 $V_s$ pour couche compacte
Marno-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 $V_s$ ou plus, si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 $V_s$ si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

$V_s$  : volume du bulbe de scellement.  
 IRS : injection répétitive et sélective.  
 IGU : injection globale en presse unifiée.

\* : avec  $p_j \geq p_l$   
 \*\* : avec  $0,5 p_l < p_l < p_l$

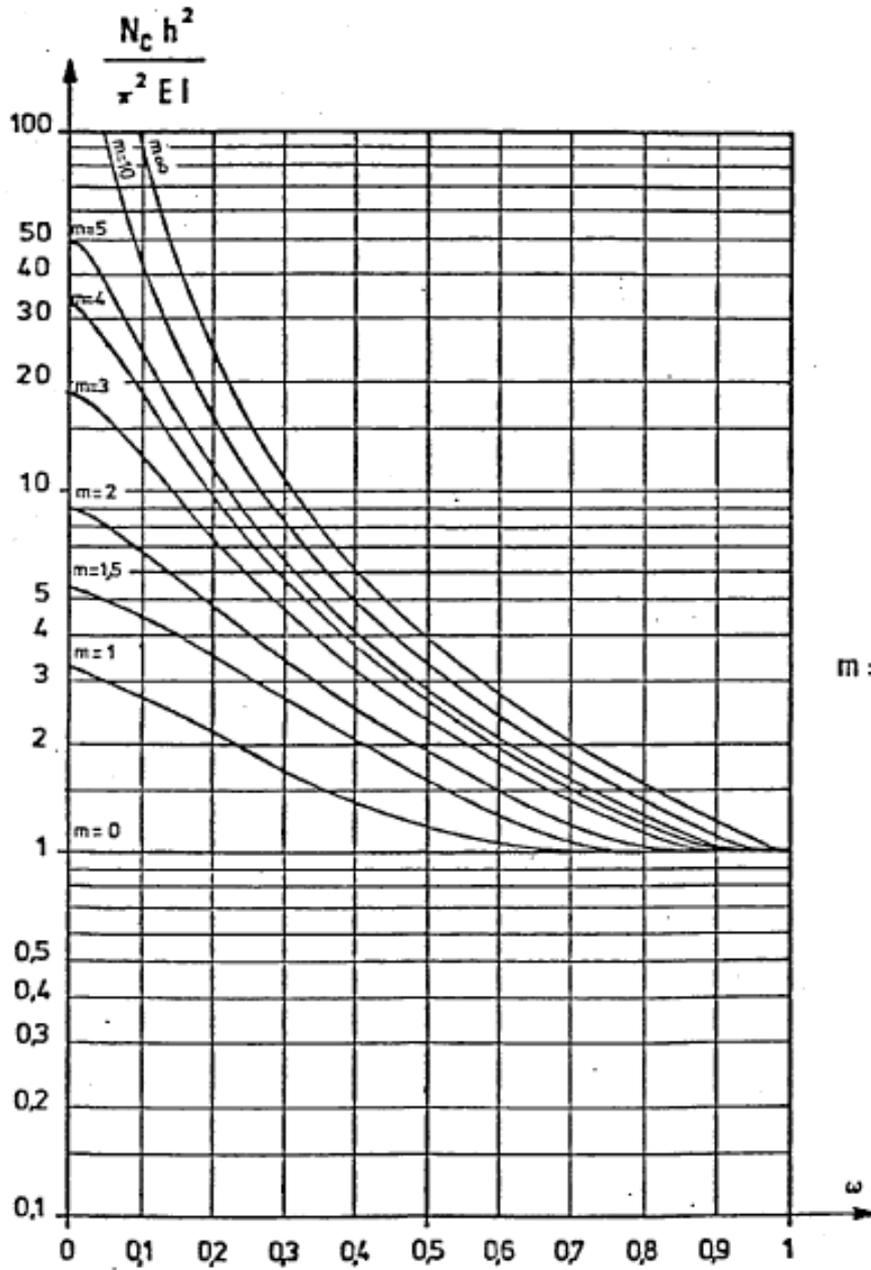
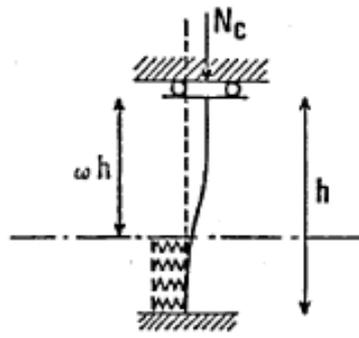
## 10.4 Annexe D

- Exemple d'abaque : Cas d'un pieu partiellement fiché dans le sol : Souche (1984) a publié des abaques pour huit différentes conditions aux limite : deux conditions en pointe (articulée ou encastrée) et quatre conditions en tête (libre, déplacement latéral possible sans rotation, articulée, encastrée). L'abaque pour la pointe encastée et la tête libre est reproduit sur la figure ci dessous



Abaque A Liberté totale

Conditions en pointe : Articulée



$$m = \frac{h}{r} \sqrt[4]{\frac{K}{EI}}$$

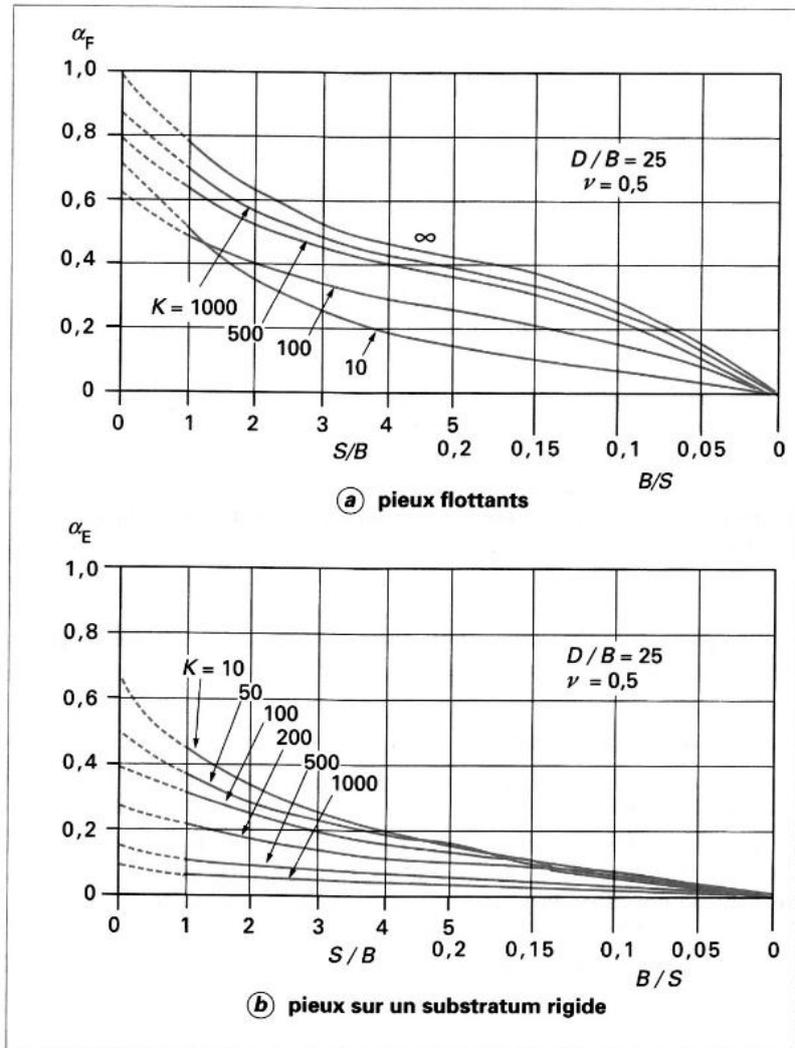
Abaque B Conditions en tête : Déplacement latéral possible-rotation bloquée

Conditions en pointe : Encastree

## 10.5 Annexe E

### Tassement d'un groupe de pieux (charges verticales)

Exemple d'abaque pour le calcul de  $\alpha_F$  dans le cas de pieux flottants dans une couche homogène semi-infinie ( $h = \infty$ ) et un exemple d'abaque  $\alpha_E$  dans le cas de pieux reposant sur un substratum rigide.



## Reprise des efforts horizontaux par les groupes de micropieux

Exemples d'abaque pour la détermination des facteurs d'interaction «  $\alpha$  » issus de la méthode de POULOS

