ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE DU COMPORTEMENT DE PIEUX OU D'ANCRAGES DANS DES SOLS COHERENTS ET GRANULAIRES

(Mandat de recherche 55/87 du Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie, Office fédéral des routes)

RAPPORT N°.1: **Micropieux préfabriqués battus ou foncés**

Période:	1986 - 1988	Halle Fosses ISRF
Collaboration:	**GRAM S.A.**	Villeneuve/Broye
	SACAC	Lenzbourg
	LOSINGER	Crissier
	FIETZ+LEUTHOLD	Wallisellen

INSTITUT DES SOLS, ROCHES ET FONDATIONS

Chaire de Fondations: Prof. F. Descoeudres
Ingénieur responsable: L. Stuckrath, ing. dipl. EPFL

Table des Matières

Résumé
Zusammenfassung
Abstract

I. Introduction 1
II. Modèle physique 3
II.1 Halle d'essais et installations techniques 3
II.2 Massifs géotechniques 6
II.2.1 Choix des types de sol 6
II.2.2 Limon argileux 7
II.2.2.1 Caractéristiques 7
II.2.2.2 Mise en place 8
II.2.3 Sable 10
II.2.3.1 Caractéristiques 10
II.2.3.2 Mise en place 11
II.3 Pieux 12
II.3.1 Choix des caractéristiques géométriques 12
II.3.1.1 Première série d'essais 12
II.3.1.2 Deuxième série d'essais 14
II.3.2 Fabrication et caractéristiques 17
II.3.3 Système de mesure 17
II.3.4 Disposition et installation 19
III. Essais de la première série (pieux battus) 20
III.1 Description générale 20
III.2 Battage 21
III.3 Essais de chargement statique 25
III.4 Arrachement (essais de traction) 30
IV. Essais de la deuxième série (pieux foncés) 33
IV.1 Description générale 33
IV.2 Essais de fonçage 34
IV.3 Essais de chargement statique 42
IV.4 Essais dynamiques 48
IV.5 Arrachement (essais de traction) 54
V. Interprétation des résultats 58
V.1 Norme S.I.A. 192 58
V.2 Directives L.C.P.C. 61
VI. Analyse des résultats 67

VI.1 Comparaison des résultats des formules de battage et des essais statiques de la première série 67
VI.2 Comparaison des charges limites lors du fonçage et des charges ultimes des essais statiques pour la deuxième série d'essais 68
VI.3 Résistances unitaires 70
VI.4 Comparaison avec les valeurs d'arrachement 76
VI.5 Pourcentage de la charge totale en frottement latéral 76
VI.6 Analyse en fonction de la géométrie des pieux 79
VII. Calcul de la capacité portante selon les connaissances actuelles 85
VII.1 Pieux à section constante 85
VII.1.1 Théorie 85
VII.1.2 Paramètres 87
VII.1.3 Résultats et comparaison avec les essais 87
VII.2 Pieux à section variable 89
VII.2.1 Théorie 89
VII.2.2 Paramètres 91
VII.2.3 Résultats et comparaison avec les essais 91
VIII. Conclusions 93

ANNEXES:

Annexe 1: Essais géotechniques: LIMON ARGILEUX
Annexe 2: Essais géotechniques: SABLE
Annexe 3: Application des formules de battage aux pieux de la première série
Annexe 4: Application de la méthode L.C.P.C. aux essais statiques des deux séries d'essais

RESUME

La recherche, dont ce rapport intermédiaire décrit la phase initiale, concerne le comportement de pieux et de tirants d'ancrage. Malgré l'utilisation courante de ces éléments, leur comportement, surtout dans des sols cohérents, reste encore mal connu. Un programme d'essais, comprenant des essais en modèle réduit ainsi qu'en vraie grandeur, a été entrepris dans le but de rapprocher les théories actuelles des observations expérimentales.

Les installations d'essais, les caractéristiques géotechniques des sols employés et les résultats des essais préliminaires de micropieux préfabriqués font l'objet de ce rapport. Des essais sur pieux de dimensions réduites (longueurs de 1.0 et 1.5 m, diamètres de 0.1 m) ont été exécutés dans le but d'étudier le comportement sous charge en fonction:

- du mode de mise en oeuvre du pieu (battage, fonçage ou forage),
- du type du sol (granulaire ou cohérent),
- de la forme du pieu (cylindrique, carré, conique ou pyramidal).

Tous les pieux ont fait l'objet d'essais statiques selon la norme suisse S.I.A. 192 ainsi que d'essais d'arrachement final. Quelques pieux types ont également fait l'objet d'auscultations dynamiques. Les pieux qui ont été mis en place par fonçage statique ont été munis d'un système d'auscultation qui permettait des mesures séparées de résistance en pointe et en fût du pieu.

Une analyse des résultats permet de mettre en évidence les effets de mise en oeuvre et de forme, tandis qu'une comparaison entre les résultats des essais et des calculs selon des formules classiques font apparaître les limites de l'état théorique actuel. On peut en résumer les conclusions principales comme suit:

- **pour la mise en place des pieux:** le battage ainsi que le fonçage statique sont facilités par la conicité du fût, dans les deux types du sol. Aucun effet de groupe n'a été observé pour un écartement minimal égal à 3 diamètres de pieu, mais un effet de serrage des massifs n'est pas exclu.

- **pour l'effet de la forme:** les essais statiques ne font pas apparaître de différences significatives entre les différentes formes de pieux du point de vue des tassements et de la capacité portante. Malgré leur volume inférieur, les pieux à conicité admettent une charge ultime à peu près équivalente à celle des pieux à section constante, dans les deux types de sol. La part de frottement latéral est nettement plus importante pour les pieux à fût conique ou pyramidal, dans les deux types de sol tant en fonçage qu'en chargement statique; la résistance en frottement est pratiquement doublée dans tous les cas, par rapport aux sections constantes.

- **en comparant les résultats avec les calculs:** dans le limon argileux, les formules sous-estiment le frottement latéral d'un facteur de plus de 2, alors que dans le sable la formule de Meyerhof est encore beaucoup plus éloignée, mais les valeurs empiriques des D.T.U. français conduisent pratiquement aux valeurs mesurées.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Zwischenbericht beschreibt das Anfangsstadium eines Forschungsvorhabens über das Verhalten von Pfählen sowie Bodenankern. Trotz der häufigen Anwendung dieser Elemente bleibt ihr Verhalten, vor allem in kohäsiven Böden, noch wenig bekannt. Es wurde ein Versuchsprogramm mit reduzierten Modellen sowie auch mit Modellen in wahrer Größe durchgeführt, um den derzeit gebräuchlichen Theorien Versuchsbeobachtungen gegenüberzustellen.

Die Versuchsanlagen, die geotechnischen Kennziffern der verwendeten Böden und die Ergebnisse der Vorversuche an Fertigmodellpfählen bilden den Gegenstand dieses Berichts. Es wurden Versuche an verkleinerten Pfählen (Längen von 1.0 und 1.5 m, Durchmesser von 0.1 m) ausgeführt, um das Verhalten unter Belastung in Bezug auf :

- die Herstellungsweise der Pfähle (Rammen, Rütteln oder Bohren),
- die Bodenart (körnig oder kohäsiv),
- die Form der Pfähle (zylindrisch, quadratisch, kegelförmig oder pyramidal),

zu untersuchen.

An allen Pfählen wurden statische Versuch nach der Schweizer Norm S.I.A. 192, sowie Endausreißversuche ausgeführt. Manche Standardpfähle wurden auch noch dynamisch überwacht. Die statisch gerammten Pfähle waren mit einem Ueberwachungssystem ausgestattet, das es erlaubte, die Spitzen- und Pfahlschaftwiderstände getrennt zu messen.

Eine Analyse der Ergebnisse zeigt die Einflüsse des Herstellens und der Form auf. Ein Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und den Rechnungen nach klassischen Formeln bringt die Grenzen des gegenwärtigen theoretischen Standes zum Vorschein. Die hauptsächlichen Schlußfolgerungen können wie folgt zusammengefaßt werden :

- **Herstellen der Pfähle :** das Rammen und das Rütteln werden durch die Kegelförmigkeit des Schafts in beiden Bodenarten erleichtert. Bei einem Mindestabstand von drei Pfahldurchmessern wurde kein Gruppeneffekt beobachtet, ein Verdichtungseffekt ist jedoch nicht auszuschließen.

- **Formeffekt :** die statischen Versuch zeigen keinen nennenswerten bedeutenden Unterschied bei den Setzungen und der Tragfähigkeit zwischen den verschiedenen Pfahlformen.Trotz des geringeren Volumes erreichen die kegelförmigen Pfähle in beiden Bodenarten ungefähr die gleiche Bruchlast wie die Pfähle mit konstantem Querschnitt. Der Anteil des Seitenreibung ist bei den kegelförmigen und pyramidalen Pfahlschäften in beiden Bodenarten sowie beim Rütteln als auch unter statischer Last bedeutend größer. Der Widerstand durch Reibung ist in allen Fällen gegenüber den konstanten Querschnitten praktisch verdoppelt.

- **Vergleich der Versuche mit den Rechnungen :** im tonigen Lehm unterschätzen die Formelen die Seitenreibung um mehr als einen Faktor 2, im Sand liegt die Meyerhof-Formel noch weiter entfernt, die empirischen Werte der französischen D.T.U. führen jedoch annähernd zu den gemessenen Werten.

ABSTRACT

The research programme, whose initial phase is described in this intermediate report, concerns the behaviour of piles and ground anchors. In spite of the common use of these types of foundation elements, their behaviour is still poorly understood, especially in cohesive soils. A test programme, including model as well as full-scale tests, has been undertaken to try to bridge the gap between current theory and experimental observations.

The object of this report is the description of the testing equipment and the geotechnical characteristics of the soils chosen, and the presentation of the results of the preliminary tests on prefabricated model piles. Tests on model piles (1.0 and 1.5 m long, 0.1 m in diameter) were carried out to study their behaviour under load as a function of:

- installation procedure (driving, jacking or drilling),
- soil type (granular or cohesive),
- pile shape (cylindrical, square, conical or pyramidal).

Static load tests according to the Swiss code S.I.A. 192, as well as final pull-out tests, were carried out on all of the piles. Certain piles were subjected to dynamic load tests. Those piles which were installed by jacking were equipped with a system which permitted separate measurements of shaft and tip bearing capacities.

An analysis of the results clearly shows the effects of installation and shape, while a comparison between test results and calculations according to classical pile bearing capacity formulae bring to light the shortcomings of current pile theory. The principal conclusions may be resumed as follows:

- **concerning pile installation**: both driving and jacking were facilitated by pile taper in both types of soil. No group effects were observed for a minimal spacing of 3 pile diameters, however an increase in the lateral stress in the soil may have occured.

- **concerning pile shape**: the static load tests did not bring out any significant difference in bearing capacity or settlement behaviour as a function of pile shape. In spite of lesser volume, the tapered piles exhibited the same ultimate load capacity as those of constant diameter. However, skin friction resistance was much greater for the piles with a tapered shaft in both types of soil, both during installation and load tests. The skin friction for the tapered piles was virtually doubled with respect to those of constant diameter in all cases.

- **concerning bearing capacity formulae**: in the silty clay the formulae underestimate the skin friction by a factor of more than 2, while in the sand Meyerhof's formula gives results even smaller with respect to the tests. The empirical values given by the French D.T.U., however, correspond almost exactly with the experimental results.

I. Introduction

Parmi les techniques de fondations, les pieux et les ancrages occupent une place prépondérante dans les terrains meubles de toute nature. Le réseau des routes nationales comporte un grand nombre d'ouvrages d'art fondés sur pieux, principalement dans les plaines alluviales, ainsi que des soutènements ancrés dans de très nombreuses zones montagneuses ou des versants.

Malgré leur utilisation courante, le comportement instantané et différé de ces éléments d'ouvrage reste relativement mal connu:

- Pour les **pieux**, on sait que le mode de mise en oeuvre, par forage ou battage, affecte sensiblement la capacité portante et les tassements, mais le transfert des charges au terrain n'est pas encore éclairci; la prévision du comportement dans un sol donné reste à ce point incertaine que des essais de charge sont exigés pour des fondations importantes malgré leur coût élevé et le fait qu'il ne renseigne pas complètement sur l'effet de groupe de pieux, la tenue à long terme ou la comparaison avec d'autres types de pieux (mise en oeuvre, forme et dimensions).
- Pour les **ancrages**, on connaît par expérience l'importance de l'injection de la zone de scellement, mais on ne peut pas encore l'évaluer quantitativement ni prévoir le comportement de l'ancrage au cours du temps, dans les terrains argileux notamment.

Depuis de nombreuses années, l'ISRF a participé à l'exécution et à l'interprétation d'essais de pieux et d'ancrages[1,2,3,4]*. Plus récemment, les installations de la Halle Fosses et la mise au point de techniques de mise en place de sols types, limon argileux (nouveau), sables et graves, dans les cuves d'essai, permettent d'envisager des essais en quasi-vraie grandeur de pieux ou d'ancrages verticaux, bénéficiant de conditions d'essais bien mieux contrôlées et instrumentées que sur les chantiers.

L'**objectif principal** de la recherche a pour but de contribuer à l'étude de l'interaction entre l'élément de fondation et le sol encaissant en fonction:

- du mode de mise en oeuvre: battage, fonçage ou forage des pieux,

---

* Références bibliographiques à la fin de ce rapport

- du type de sol: granulaire ou cohérent,
- de la géométrie des pieux.

Le rapprochement entre la théorie et la pratique afin d'améliorer la compréhension du comportement sous charge, la comparaison objective de différents types de pieux, l'évaluation de nouveautés technologiques et l'élaboration de règles de dimensionnement plus réalistes qu'actuellement sont autant d'autres objectifa importants.

L'approche principale est expérimentale: elle cherche à préciser au cours du temps la répartition des efforts et des déformations dans l'élément de fondation et le terrain qui l'entoure.

Le présent rapport concerne la phase initiale de la recherche, consacrée à des essais de micropieux préfabriqués par la maison GRAM S.A. mis en place dans des cuves de dimensions réduites de la Halle Fosses de l'ISRF, par battage ou fonçage, afin de tester l'influence de la forme des pieux (cylindrique, conique, carré ou pyramidal) sur l'enfoncement et le chargement statique ultérieur. Les micropieux ont également fait l'objet d'essais dynamiques effectués par Dynamische Messtechnik, GmbH. et d'un essai d'arrachage final pour la mesure du frottement latéral après chargement. Le rapport décrit les installations d'essais, les massifs de sols encaissants, les essais effectués et leur interprétation géotechnique.

Compte tenu du coût et de la durée importants des futurs essais en vraie grandeur, ne serait-ce que pour la mise en place des massifs de sols types, le nombre doit en être limité et les paramètres soigneusement choisis; la phase initiale en modèle réduit permettra de définir avec précision la suite de programme.

La recherche inclut également d'autres approches qui feront l'objet des rapports ultérieurs:
- l'étude des aspects théoriques à partir de l'état actuel des connaissances,
- l'analyse de résultats d'essais de pieux effectués sur les chantiers suisses,
- la modélisation numérique par éléments finis d'un élément vertical isolé, pour la simulation des essais dans la fosse.

II. Modèle physique

II.1 Halle d'essais et installations techniques

Les essais ont eu lieu dans une halle spécialement conçue pour des études sur modèle de fondations profondes. La figure 1 montre le plan de situation de la halle et la fosse profonde utilisée pour les essais de pieux.

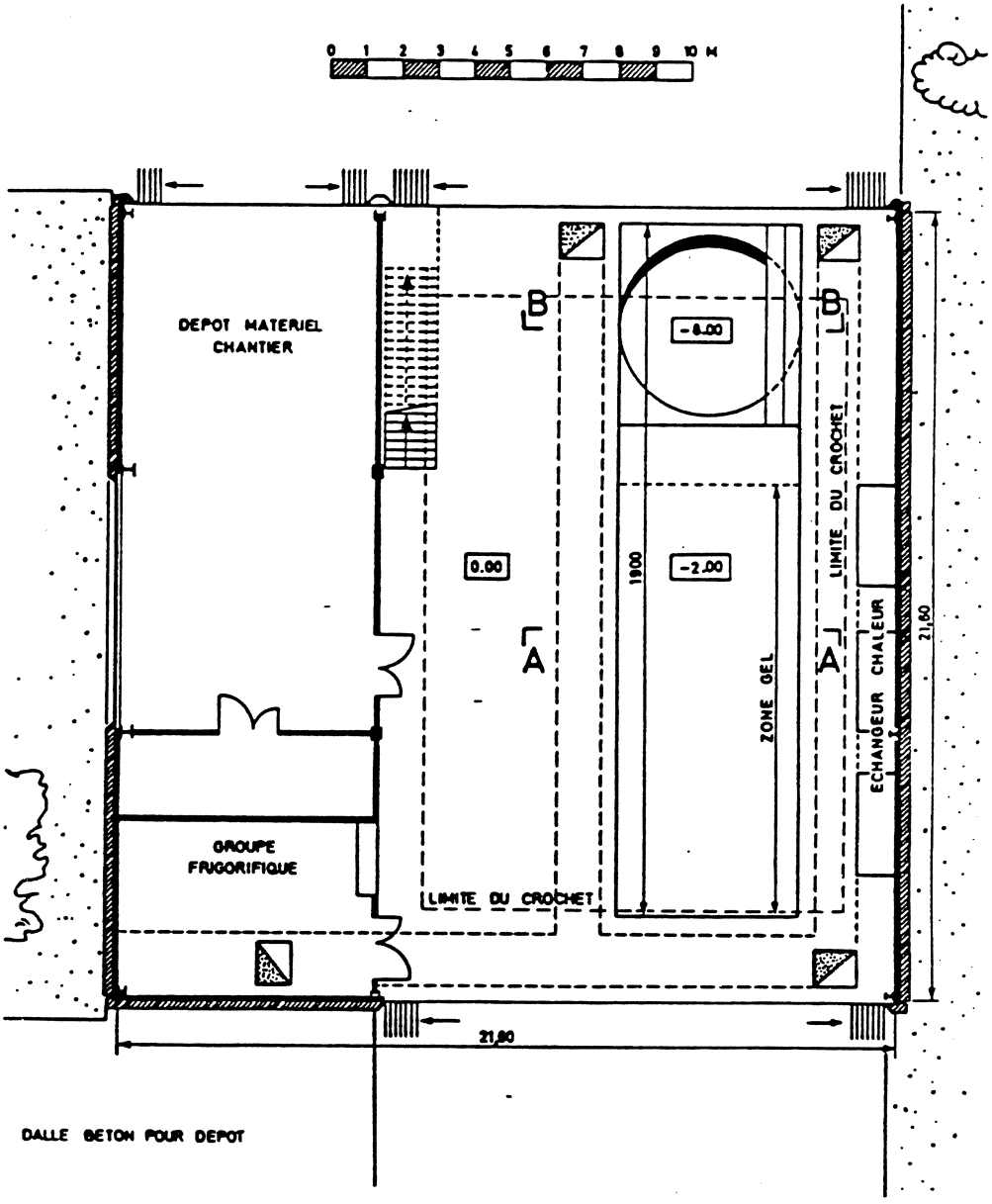


Figure 1: Vue de la halle d'essais

Une coupe de la fosse d'essai est donnée à la figure 2. Ayant un diamètre de 5.0 m et une profondeur totale de 8.0 m, la fosse peut servir pour des essais en vraie grandeur. La pose d'éléments de couverture en béton délimitant une cuve d'essai de 2.0 m de profondeur permet de réaliser des essais à échelle réduite.

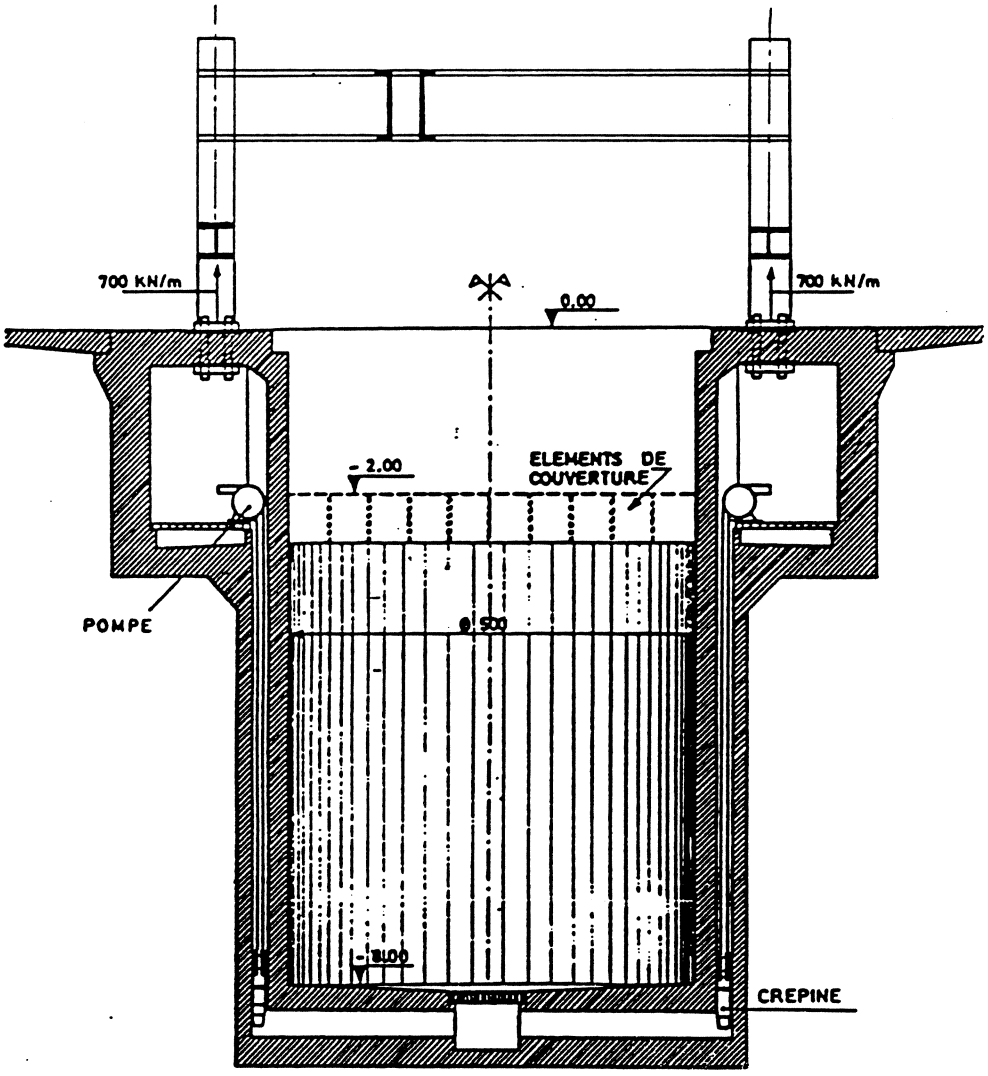


Figure 2: Coupe de la fosse d'essais

Un système de pompage permet la simulation éventuelle d'une nappe phréatique dans le massif de sol. Des couloirs techniques donnent accès aux installations de pompage.

La halle est équipée d'un pont roulant permettant la pose d'éléments lourds utilisés pour la mise en place du sol et l'installation des pieux, d'un cadre de chargement d'une capacité de 100 tonnes, de portes coulissantes dégageant de grandes ouvertures sur les deux côtés de la halle.

Cette installation présente pour des essais de fondations profondes les avantages suivants:

1. Le massif de sol peut être mis en place avec des spécifications déterminées, qui peuvent être contrôlées au cours du temps au moyen d'instruments de mesure posés préalablement.
2. Le cadre de chargement amovible permet de réaliser des essais sur toute la surface du modèle.

II.2 Massifs géotechniques

II.2.1 Choix des types de sol

La nature du sol de fondation constitue l'élément prépondérant. En effet, les pieux battus dans un sol pulvérulent se comportent d'une manière très différente de ceux installés dans un sol cohérent. Il s'est donc avéré nécessaire de réaliser des essais d'identification sur ces deux types de matériaux pour en tirer toutes les indications nécessaires.

Deux types de sol, un limon argileux et un sable, ont été choisis pour la constitution des massifs de fondation. Le limon argileux présente des caractéristiques mécaniques comparables à celles de sols de qualité médiocre dans lesquelles les constructeurs sont souvent contraints de fonder les bâtiments. Le sable a été retenu essentiellement pour tenter une comparaison et permettre un étalonnage avec les résultats de travaux existants publiés dans la littérature. En effet, à l'heure actuelle les seules méthodes de dimensionnement existantes, qui permettent de tenir compte de la forme du pieu, ne sont applicables que pour les sables.

La figure 3 donne une vue en plan de la cuve d'essai et la disposition des deux massifs géotechniques, ainsi que les dimensions du modèle.

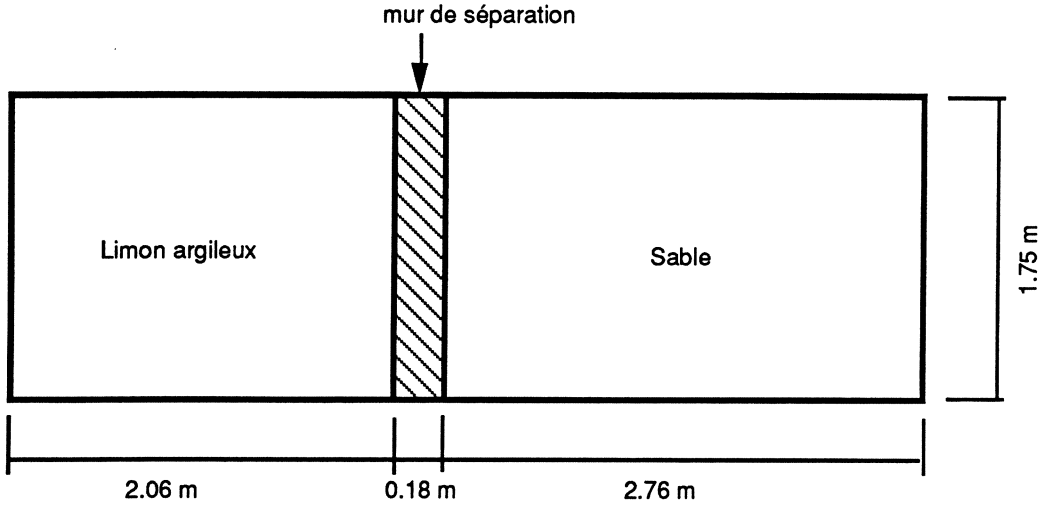


Figure 3: Vue en plan de la fosse d'essais

II.2.2 Limon argileux

II.2.2.1 Caractéristiques

Une analyse préliminaire d'échantillons de matériaux de plusieurs briqueteries de la région vaudoise a montré que celui de Peyres-Possens (VD) possède des caractéristiques géotechniques semblables à celles des limons argileux de nombreux sols du bassin lémanique; il a été choisi pour constituer le massif cohérent. Utilisée dans la production de briques en terre cuite, la matière première est constituée d'un mélange de limon, d'argile et de sable dont la composition et la teneur en eau sont rigoureusement contrôlées lors de la production, assurant au matériau une homogénéité et des propriétés constantes.

Ce matériau a fait l'objet aux laboratoires de l'ISRF d'une série complète d'essais géotechniques standards, dont les résultats sont présentés à l'annexe 1. Les principales caractéristiques géotechniques sont reportées au tableau 1.

Tableau 1: Résumé des caractéristiques géotechniques: LIMON ARGILEUX

Composition	Argile=10%, Limon=52%, Sable=38%
Poids volumique apparent	γ=22 kN·m^{-3}
Limites d'Atterberg	w_L=27.2%, w_P=17.2%, I_p=10%
Teneur en eau	w=17%
Angle de frottement interne eff.	ϕ'=28°
Cohésion effective	c'=12 kN·m^{-2}
Coefficient de perméabilité	k=3·10^{-8} m·s^{-1}

II.2.2.2 Mise en place

Le limon argileux pouvait être mis à disposition, selon notre choix, sous une des deux formes suivantes:

1. soit en vrac, brassé, non compacté,
2. soit sous forme de plots solides (briques crues), de dimensions 10x20x40 cm, compactés sous vide.

Les difficultés liées au compactage sur place d'un tel matériau nous ont conduits à réaliser le massif avec des "briques". Un programme d'essais complémentaires a été exécuté pour étudier le comportement à l'interface des plots. Dans ce but, des essais triaxiaux ont été réalisés sur des échantillons avec et sans joints, ainsi qu'un essai de remplissage d'une cuve de petites dimensions. Le tableau 2 donne les résultats des essais triaxiaux.

Tableau 2: Résultats des essais triaxiaux pour l'étude du comportement à l'interface de deux plots du matériau limon argileux.

Type d'essai	Type d'échantillon	Nombre d'essais	ϕ' [°]	ϕ_u [°]	c' [kN·m^{-2}]	c_u [kN·m^{-2}]
Triax: CU	homogène	1	31	19	6.5	32.0
Triax: CU	avec joint	1	28	17	12.0	30.0

Les résultats de laboratoire montrent que l'influence du joint est faible. Seule la valeur de la cohésion effective c' diffère, étant sensiblement plus élevée pour l'échantillon pourvu de joints. Cette observation a pu être confirmée de façon qualitative dans la cuve de petites dimensions. En effet, lors du démontage, les plots adhéraient entre eux et cassaient systématiquement au milieu des briques, mettant ainsi en évidence une cohésion aux joints.

Sur la base de ces résultats, il a été possible de considérer le massif constitué de plots comme homogène et continu.

Le massif de sol a donc été mis en oeuvre par couches de plots disposés alternativement à 90°, évitant ainsi la superposition des joints.

La figure 4 montre la coupe du massif et ses principales caractéristiques géotechniques lors de la mise en place.

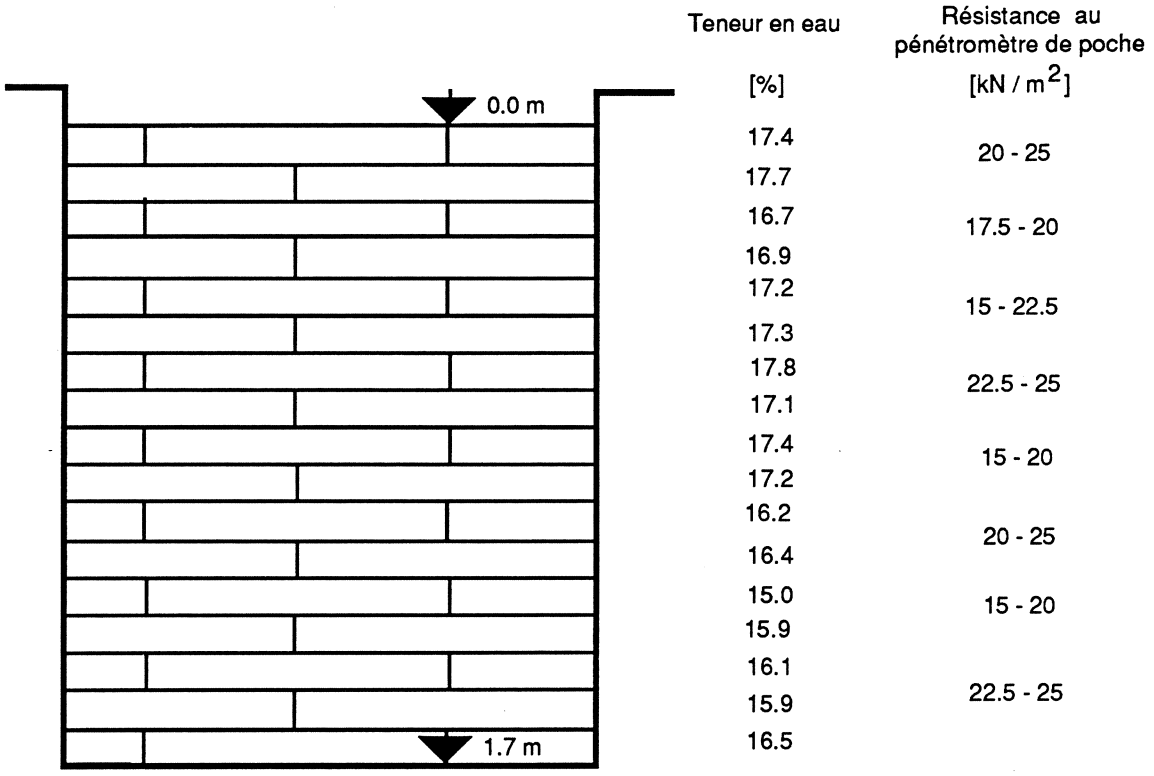


Figure 4: Coupe du massif limon argileux avec indications géotechniques lors de la mise en place de chaque couche.

II.2.3 Sable

II.2.3.1 Caractéristiques

Le matériau choisi pour la construction du massif pulvérulent est un sable provenant de la carrière de Riddes (VS), où sont exploitées les alluvions du Rhône. Ce sable, déjà utilisé pour le remplissage de la fosse profonde, possède des caractéristiques géotechniques connues. La figure 5 en montre la courbe granulomètrique.

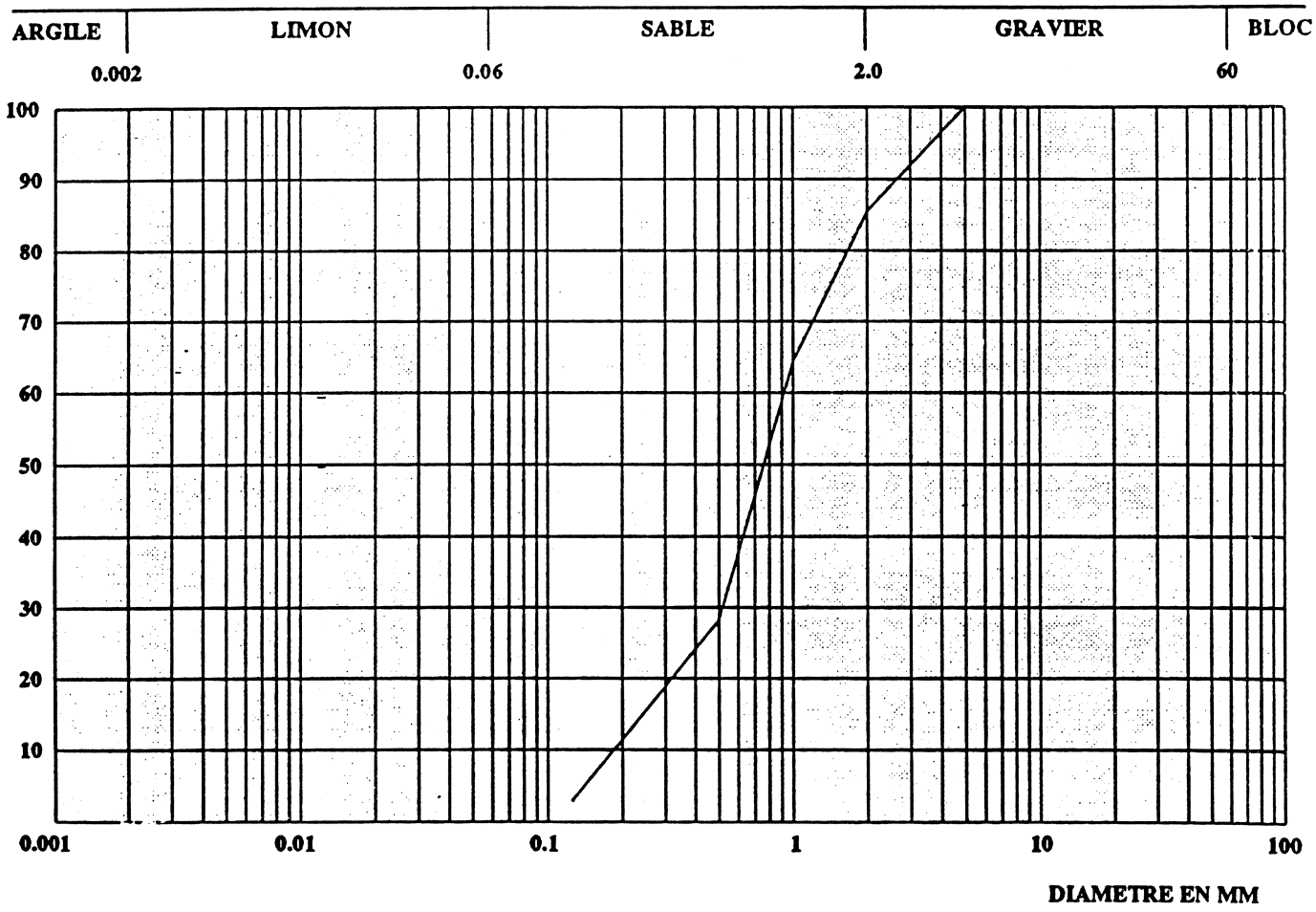


Figure 5: Courbe granulomètrique du sable

II.2.3.2 Mise en place

Etant donné les faibles dimensions du massif de sol, il était souhaitable d'augmenter sa capacité portante afin de permettre l'application de charges élevées conduisant à des mesures plus précises.

Le compactage du sol par son propre poids n'étant pas suffisant, une méthode de compaction mécanique par vibration sous l'eau a été réalisée permettant d'éviter les effets parasites aux bords de la fosse, et d'obtenir ainsi un matériau homogène.

Le sable a été mis en place par couches de 20 cm. Chacune d'entre elles a été soigneusement saturée et vibrée à l'aide d'un vibrateur à béton. Le massif de sable ainsi constitué a finalement été drainé puis arrosé pour maintenir constante la teneur en eau.

La détermination des propriétés du sable mis en place a fait l'objet des essais suivants:

- Essais de plaque, Module de Young,
- Densité par carottage,
- Teneur en eau par carottage,
- Teneur en eau par nucléomètre,
- Compression simple in-situ.

Les résultats détaillés sont présentés à l'annexe 2. Le tableau 3 résume les principales valeurs mesurées.

Tableau 3: Caractéristiques du sable mis en place par vibration sous l'eau

Composition	Sable=85%, Gravier=15%
Poids volumique moyen pour 3 remplissages de la fosse	γ=19.8 kN·m^{-3} γ_d=19.0 kN·m^{-3}
Teneur en eau	w=2-4%
Angle de frottement interne eff.	ϕ'=35°
Cohésion effective	c'=0
Coefficient de perméabilité	k=10^{-5} m·s^{-1}
Module de Young	E=50'000 kN·m^{-2}

II.3 Pieux

II.3.1 Choix des caractéristiques géométriques

L'étude des transferts de charge au contact sol-pieu doit permettre d'établir une relation entre la capacité portante et la géométrie d'un pieu.

Après une revue détaillée de la littérature existante, il a été décidé, en collaboration avec le fabricant GRAM SA, de retenir les paramètres géométriques suivants:

- géométrie de la section,
- pointe préfabriquée,
- conicité,
- la longueur du pieu,
- le diamètre en tête.

II.3.1.1 Première série d'essais

Pour cette série d'essais, la géométrie des pieux a été entièrement définie par le fabricant. La figure 6 montre les quatre formes de base choisies, soit:

- cylindrique sans pointe préfabriquée,
- conique sans pointe préfabriquée,
- carrée sans pointe préfabriquée,
- pyramidale sans pointe préfabriquée.

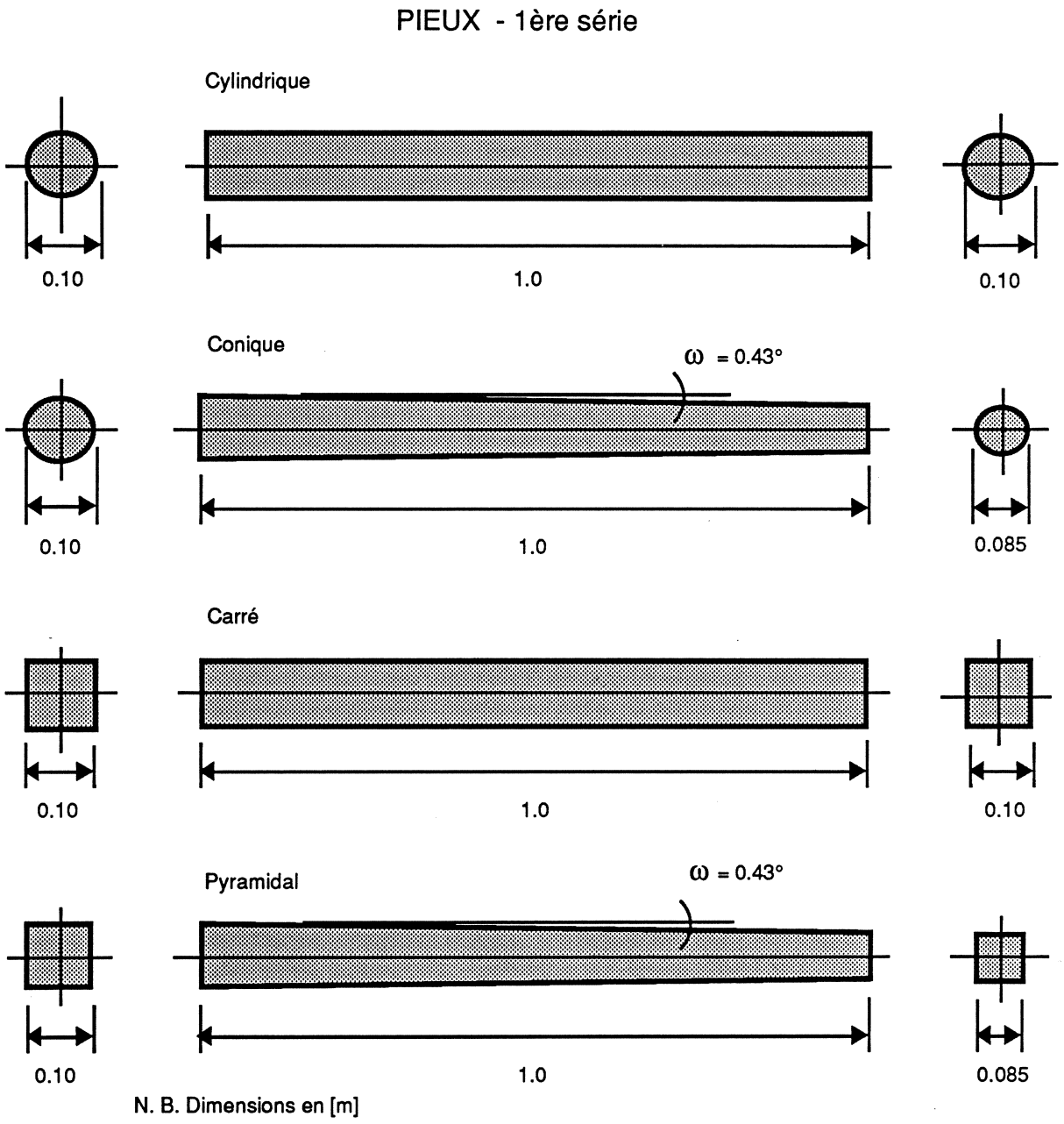


Figure 6: Géométrie des pieux de la 1ère série

Le tableau 4 résume les caractéristiques géométriques des pieux.

Tableau 4: Géométrie des pieux - 1ère série

Type de pieu (sans pte. préfabriquée)	longueur [m]	diam. en tête* [m]	diam. en pied* [m]	masse** [kg]
cylindrique	1.00	0.100	0.100	21.0
conique	1.00	0.100	0.085	18.0
carré	1.00	0.100	0.100	27.0
pyramidal	1.00	0.100	0.085	24.0

* dimension d'un côté pour les formes prismatiques

** fourni par le fabricant

Le tableau 5 donne la surface latérale et le volume de ces quatre types de pieux

Tableau 5: Surface latérale et volume des pieux - 1ère série

Type de pieu	Aire de surface en pied [m^2]	Surface latérale* [m^2]	Volume du pieu* [m^3]
cylindrique	0.008	0.251	0.006
conique	0.006	0.229	0.005
carré	0.010	0.320	0.008
pyramidal	0.007	0.291	0.007

* pour une longueur enterrée de 0.8 m

II.3.1.2 Deuxième série d'essais

Sur la base des résultats de la première série d'essais, la décision a été prise de poursuivre la recherche. La géométrie des pieux a été modifiée tandis que les paramètres variables (voir section II.3.1) ont été conservés. La figure 7 montre les formes de pieux adoptées. Cette deuxième série d'essais a été réalisée pour chacune des quatre formes décrites précédemment, sur des pieux munis ou non d'une pointe préfabriquée.

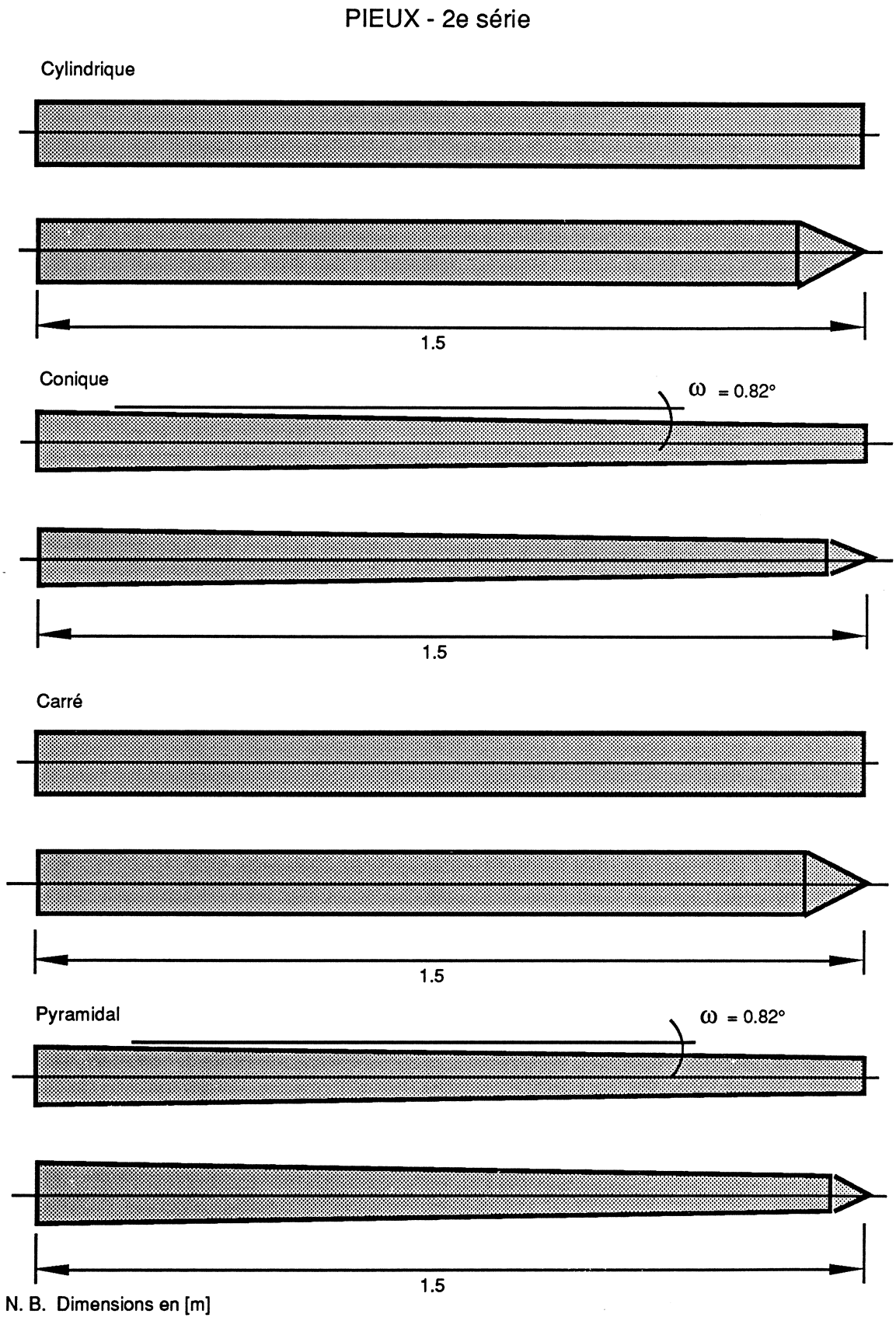


Figure 7: Géométrie des pieux de la 2e série

Le tableau 6 résume les caractéristiques géométriques des pieux de la deuxième série d'essais.

Tableau 6: Géométrie des pieux - 2e série

Type de pieux	longueur du fût [m]	longueur de la pte. [m]	diam en tête* [m]	diam en pied ** [m]	masse*** [kg]
cyl.	1.50	-	0.100	0.100	30.0
cyl.pte	1.40	0.100	0.100	0.100	28.0
con.	1.50	-	0.100	0.057	19.0
con.pte	1.44	0.057	0.100	0.057	18.0
car.	1.50	-	0.100	0.100	38.0
car.pte	1.40	0.100	0.100	0.100	36.0
pyr.	1.50	-	0.100	0.057	25.0
pyr.pte	1.44	0.057	0.100	0.057	24.0

* dimension d'un côté pour les formes prismatiques

** à la naissance de la pointe préfabriquée

*** fourni par le fabricant

Le tableau 7 donne la surface latérale et le volume des quatre types de pieux sans pointe.

Tableau 7: Surface latérale et volume des pieux sans pointe préfabriquée - 2e série

Type de pieu	Aire de surface en pied [m^2]	Surface latérale* [m^2]	Volume du pieu* [m^3]
cylindrique	0.008	0.408	0.010
conique	0.002	0.304	0.006
carré	0.010	0.520	0.013
pyramidal	0.003	0.387	0.008

* pour une longueur enterrée de 1.3 m

II.3.2 Fabrication et caractéristiques

GRAM SA produit des pieux préfabriqués grâce à la technologie de la centrifugation du béton avec un rapport e/c minimum. Des pieux en vraie grandeur (diamètre extérieur 24 à 55 cm), ont les caractéristiques suivantes:

- béton: BS: $\beta_w 28=50$ MN·m^{-2}
- acier: ACIV: $\sigma_f=500$ MN·m^{-2} ou ACIII: $\sigma_f=460$ MN·m^{-2}
- frettes: ACIV: $\sigma_f=500$ MN·m^{-2}
- anneaux: AC37: $\sigma_f=240$ MN·m^{-2}

Compte tenu de leurs petites dimensions les pieux n'ont pas pu être fabriqués par centrifugation. Il a fallu les mouler et les vibrer sur une table à haute fréquence. Deux échantillons de béton, confectionnés suivant le même procédé, ont permis de déterminer la résistance du béton. Elle est respectivement pour les échantillons 1 et 2 51,2 et 48.3 MN·m^{-2}.
Les pieux ont été armés de 6 barres de 6 mm de diamètre, et d'un frettage composé d'un fil de 2 mm et de trois anneaux de montage de 6 mm.

II.3.3 Système de mesure

La chaîne de mesure comprenait les éléments suivants:

- groupe de pompes et centrale de mesure contrôlés par ordinateur,
- ordinateur H.P. 85 avec interface I.E.E.E. 488,
- stockage des valeurs sur Perifile permettant le transfert des données de l'essai sur un ordinateur VAX,
- capteurs de force H.B.M. de 100 kN, et de déplacement de 500 mm de course, avec une précision du 1/1000 de la plage normale du capteur,

Les essais ont été exécutés par paliers de force à l'aide d'un ordinateur qui contrôlait, à des intervalles de temps préalablement fixés, les montées en charge, la durée des paliers et l'enregistrement des mesures. Les mesures de déformations et de forces se faisaient suivant des intervalles de temps logarithmiques afin d'éviter un trop grand nombre de mesures.

La figure 8 montre un schéma du système de mesure de l'effort en frottement latéral employé pour les pieux sans pointe préfabriquée. On mesure l'effort total, c'est-à-dire l'effort en pied plus l'effort en frottement latéral, à l'aide du capteur de force numéro 1. Le capteur numéro 2 mesure l'effort total moins l'effort en pied, c'est-à-dire l'effort en frottement latéral, du fait de la libération de la plaque en pied du pieu.

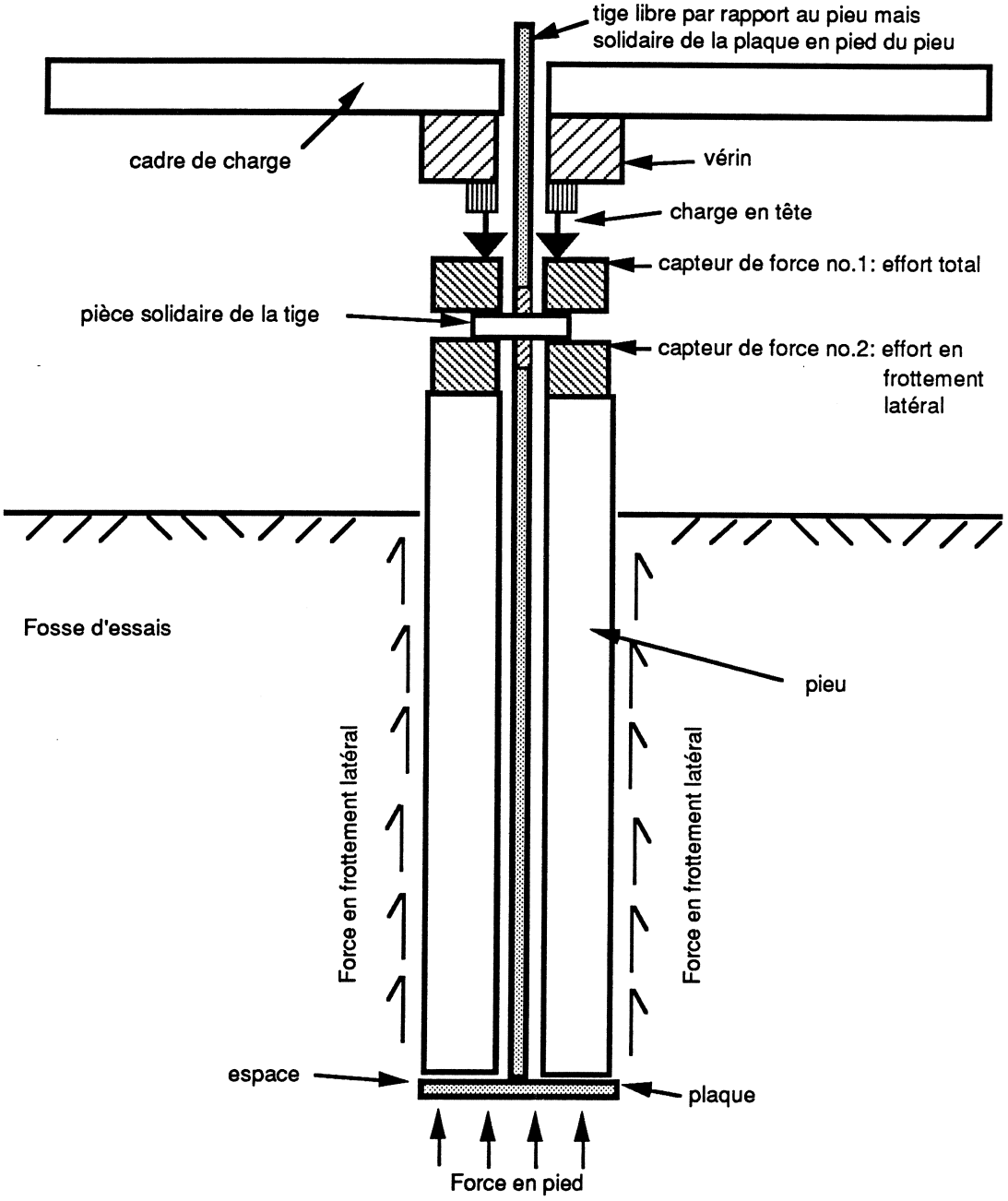


Figure 8: Schéma du système de mesure de la charge reprise en frottement latéral.

II.3.4 Disposition et installation

Pour la première série d'essais les pieux ont été mis en place par battage à l'aide d'un mouton à chute libre. Cette opération est décrite à la section III.2 de ce rapport.

Les pieux de la deuxième série d'essais ont été installés par fonçage statique à vitesse constante. Les renseignements concernant leur mise en place se trouvent à la section IV.2 de ce rapport.

Les pieux des deux séries ont été placés dans la fosse d'essais avec un écartement d'au moins 3 fois le diamètre de tête. Ainsi, l'effet de groupe est probablement négligeable (aucun mouvement des pieux voisins n'a été enregistré pendant la mise en place et les essais de charge) et l'on peut considérer leur comportement en pieu isolé.

III. Essais de la première série (pieux battus)

III.1 Description générale

Cette étape du projet permet de comparer le comportement des pieux de forme différente installés dans les deux types de sol choisis. A ce stade préliminaire de l'étude, aucune comparaison entre les micropieux et des vrais pieux battus n'est envisagée. Afin de mettre en évidence l'influence de la forme géométrique sur leur comportement, tous les pieux ont subi une mise en place et un mode d'essai identiques limitant ainsi le nombre de paramètres.

La démarche suivante a été adoptée:

- Battage des pieux,
- Essais de chargement statique jusqu'à la rupture du système sol-pieu,
- Arrachement des pieux (essai de traction).

Les quatre formes de base: cylindrique, conique, carrée et pyramidale, ont été testées dans le limon argileux et dans le sable. De plus, un pieu cylindrique instrumenté avec des jauges collées sur les armatures a été foncé dans les deux sols, dans le but de mesurer sur la longueur du fût le transfert de la charge au sol encaissant. Cette méthode, utilisée avec succès sur des pieux en vraie grandeur, n'a malheureusement pas fonctionné. Les faibles variations de charge n'ont pas permis de mesures suffisamment précises, à cause de la très grande rigidité des pieux et de leur longueur trop courte.

Un complément d'informations a cependant été obtenu en introduisant deux autres types de pieux: cylindrique avec pointe préfabriquée et cylindrique foré, dans le sable. Les résultats de ces pieux seront comparés à ceux des quatre formes de base.

III.2 Battage

Tous les pieux préfabriqués ont été battus avec un mouton à chute libre. Le système de battage employé est dessiné à la figure 9.

Les données de battage sont les suivantes:

- masse de mouton:	30.0 kg	
- hauteur de chute:	50.0 cm	
- masse du casque:	22.6 kg	(casque rond)
	22.2 kg	(casque carré)
- masses des pieux:		
cylindrique:	21.0 kg	
conique:	18.0 kg	
carré:	27.0 kg	
pyramidal:	24.0 kg	
cylindrique/pte:	23.9 kg	

Le rapport masse du mouton/masse du (pieu+casque) vaut environ 2/3, soit dans la fourchette pratique actuelle des moutons à chute libre.

Les pieux ont été battus dans les deux sols à une profondeur de 0.8 m selon cet ordre:

- carré,
- pyramidal,
- conique,
- cylindrique.

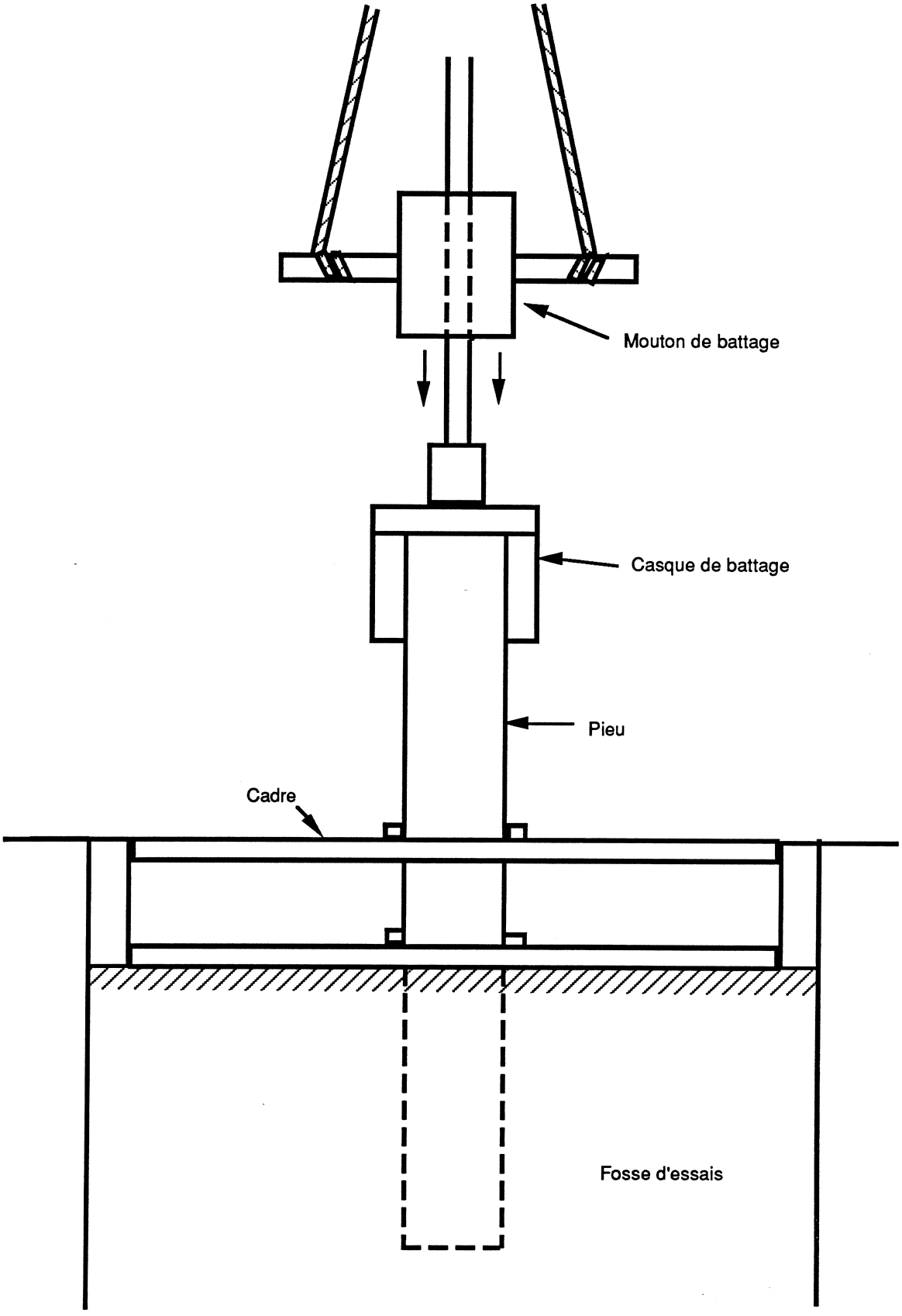


Figure 9: Schéma du système de battage pour les pieux de la 1ère série

Les figures 10 et 11 présentent les courbes de battage. Le nombre de coups de mouton est reporté en abscisse et l'enfoncement en ordonnée.

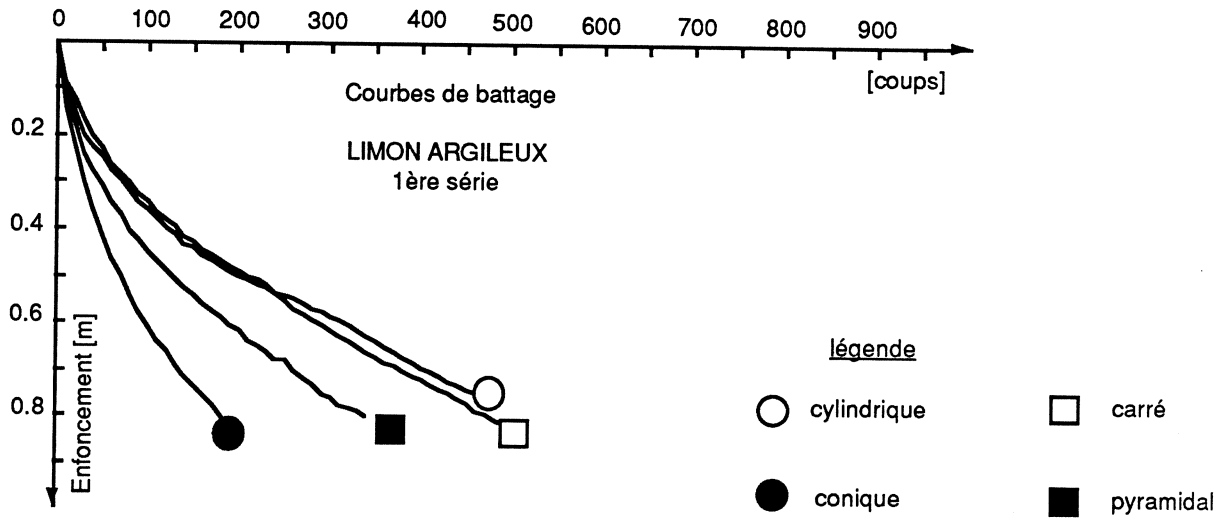


Figure 10: Courbes de battage pour les pieux de la 1ère série dans le limon argileux

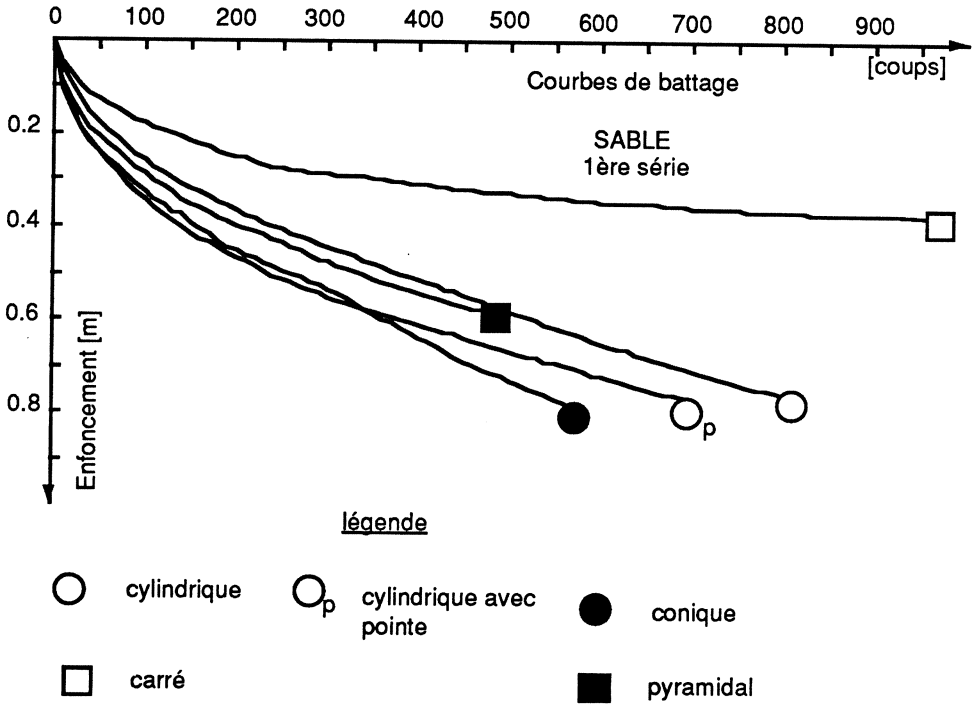


Figure 11: Courbes de battage pour les pieux de la 1ère série dans le sable

Dans le limon argileux tous les pieux ont pu être battus sans problèmes jusqu'à la profondeur voulue. Par contre, dans le sable les sections polygonales (carrée et pyramidale) ont atteint le refus avant la profondeur

prévue de 0.8 m. La mise en place de ces deux pieux a été terminée par fonçage statique.

Les principaux résultats de battage sont résumés au tableau 8.

Tableau 8: Résultats du battage des pieux.

Pieu	prof. finale [m]	no. de coups [-]	refus final [mm/coup]
LIMON ARGILEUX			
cylindrique	0.800	520	0.9
conique	0.815	187	2.3
carré	0.810	486	1.0
pyramidal	0.795	360	1.2
SABLE			
cylindrique	0.762	810	0.4
conique	0.784	573	0.75
carré	0.413	1520	0.4 à 0
pyramidal	0.581	480	0.4 à 0
cylindrique/pte	0.783	700	0.5

Pour évaluer la capacité portante des pieux de la 1ère série, quatre formules classiques de battage (Hollandaise[5], Danoise[5], Crandall[5], Hiley[5]) ont été appliquées aux résultats de battage. Une comparaison de ces résultats avec les résultats d'essais statiques se trouve à la section VI.1 de ce rapport.

Le tableau 9 résume les résultats des charges dynamiques calculées selon les quatre méthodes. Les calculs détaillés se trouvent à l'annexe 3 de ce rapport.

Tableau 9: Comparaison des charges dynamiques calculées par les quatre formules de battage.

Pieu	Holland. [kN]	Danoise [kN]	Crandall [kN]	Hiley [kN]
LIMON ARGILEUX				
cylindrique	68	97	45	44
conique	28	51	23	25
carré	57	94	42	42
pyramidal	49	83	37	39
SABLE				
cylindrique	153	143	72	40
cylindrique/pte	118	130	64	37
conique	80	103	51	34
carré	142	150	76	40
pyramidal	148	150	74	41

III.3 Essais de chargement statique

Un essai de chargement statique a été effectué sur chaque pieu. Cet essai consiste à soumettre le pieu à une charge axiale centrée, appliquée en tête. La charge a été augmentée par paliers de durée constante jusqu'au poinçonnement du sol.

La figure 12 montre le système de mise en charge des pieux. Les valeurs de la charge appliquée et les tassements provoqués ont été mesurés et enregistrés sur bande magnétique en cours d'essai.

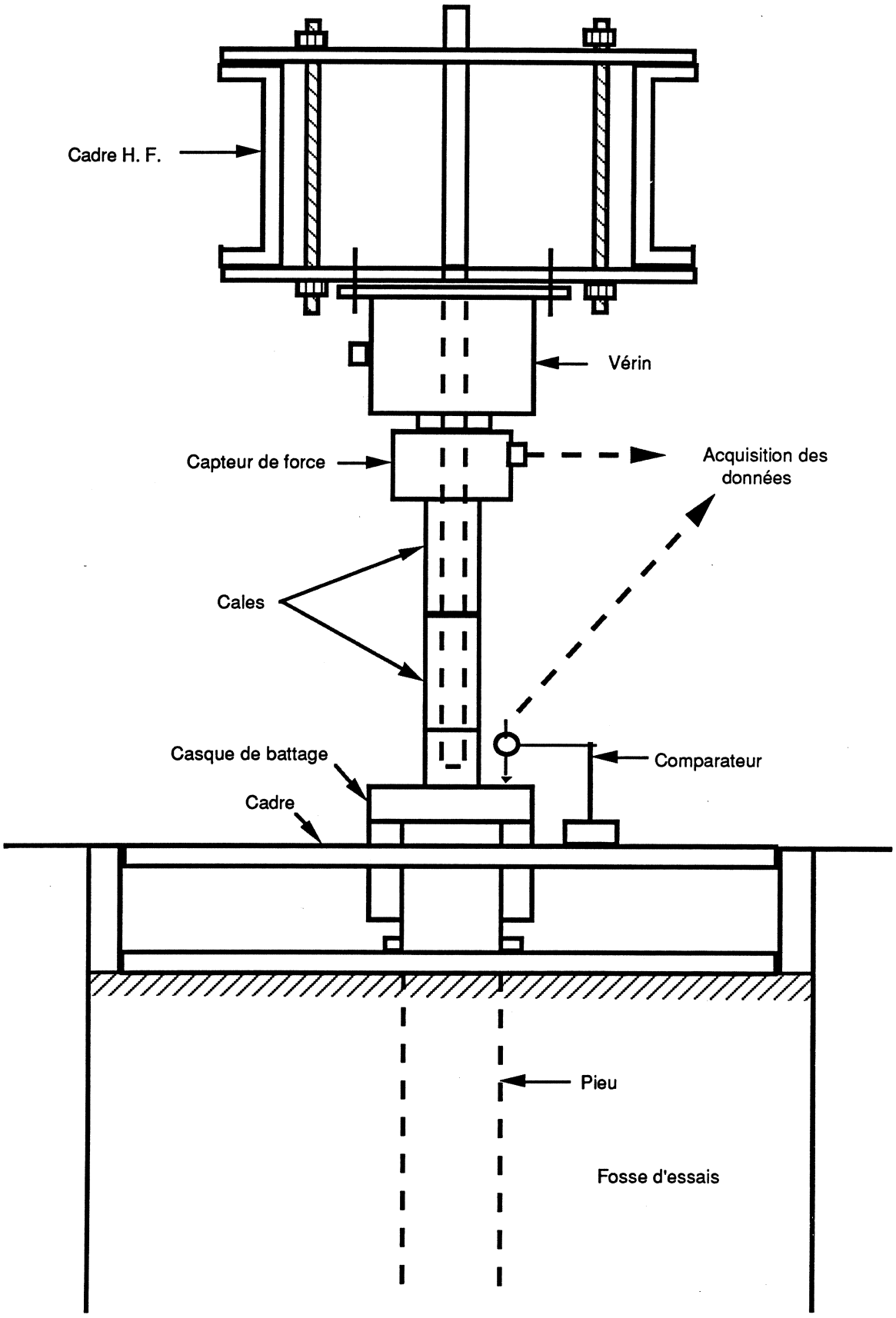


Figure 12: Schéma du système de mise en charge des pieux

L'incrément de charge a été choisi plus grand dans le sable car sa capacité portante est généralement plus élevée que celle des limons argileux: il a été fixé respectivement à 800 kN et 2400 kN pour le limon et le sable, ceci jusqu'à la rupture. Par contre, la durée de chaque palier de charge a été deux fois plus longue dans le limon argileux à cause du phénomène de fluage, soit respectivement 200 mn et 100 mn pour le limon et le sable.

Ce programme a été établi sur la base des calculs de prédimensionnement de la capacité portante des pieux et des documents suivants:

- "Essais sur fondations profondes", L.C.P.C.[6]
- Essai statique de la norme suisse, SIA 192[7]

Pour chaque pieu, le déplacement mesuré en tête a été dessiné en fonction de la charge appliquée. Cette courbe de charge-tassement décrit le comportement du système sol-pieu sous charge progressive jusqu'à une charge limite de rupture. Au moment de la rupture, le pieu subit de grands tassements sans augmentation de la charge appliquée.

Les figures 13 et 14 présentent des courbes charge-tassement pour les pieux dans les deux types de sol.

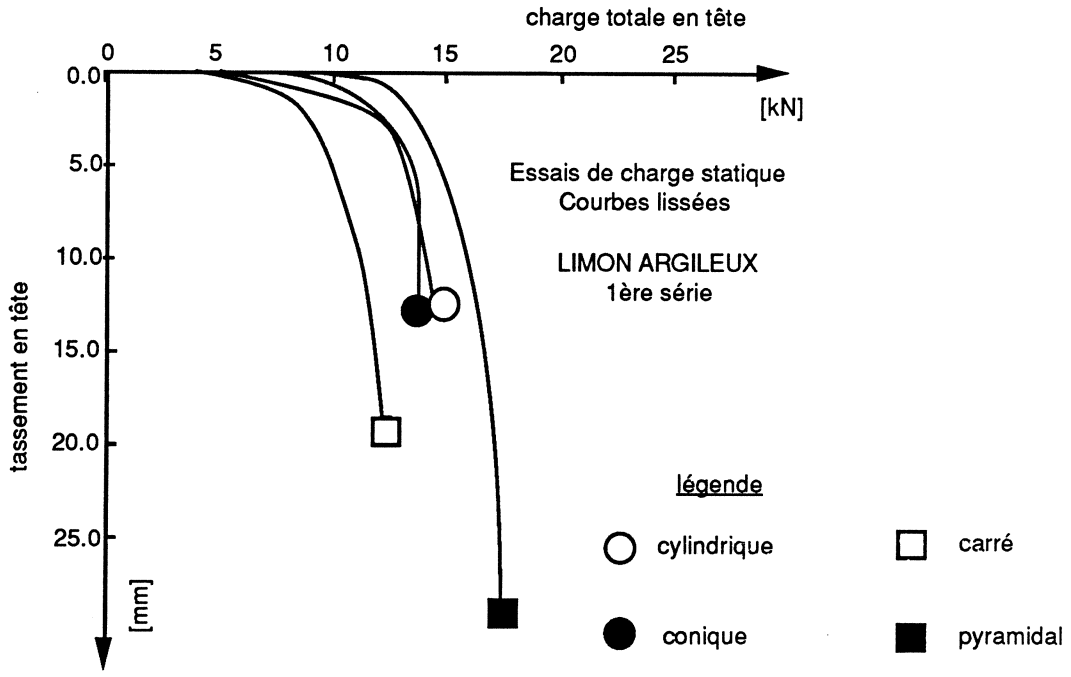


Figure 13: Résultats des essais de charge, 1ère série, limon argileux.

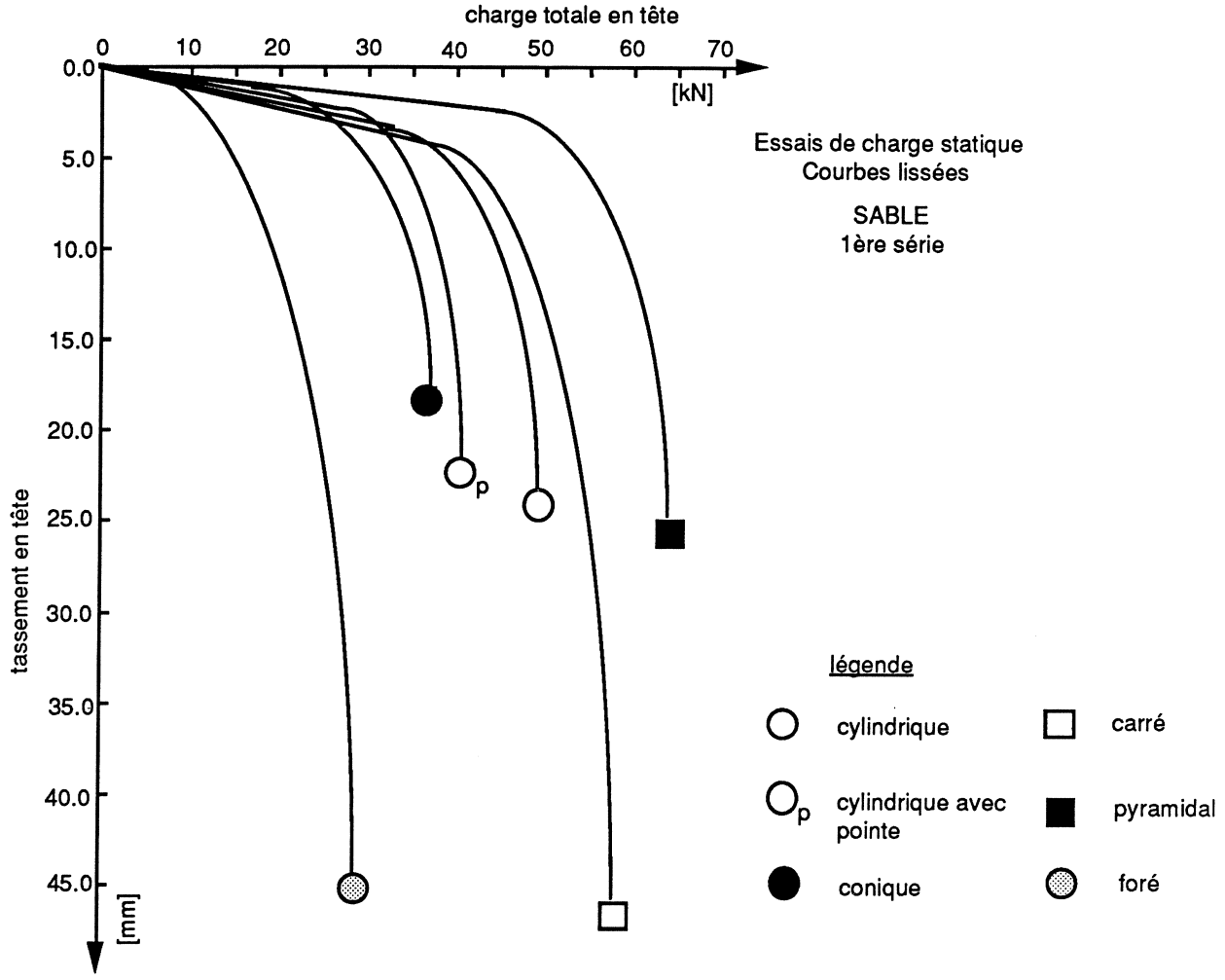


Figure 14: Résultats des essais de charge, 1ère série, sable.

Dans cette série, on n'a pas testé la reproductibilité des essais, chaque pieux étant différent. A ce stade, il est difficile de commenter les différences observées.

Toutefois on peut remarquer que le pieu foré, exécuté en vue d'une comparaison, donne des résultats nettement plus défavorables que l'ensemble des pieux battus.

Le tableau 10 résume les charges ultimes d'essai et les tassements finaux pour les pieux de la première série dans les deux types de sol.

Tableau 10: Résultats des essais statiques de la première série

Pieu	Q_{ultime} [kN]	Tassement final [mm]
LIMON ARGILEUX		
cylindrique	14.25	20
conique	13.75	18
carré	12.00	35
pyramidal	17.50	28
SABLE		
cylindrique	49.50	23
cylind./pte	40.50	22
conique	37.40	18
carré	58.60	46
pyramidal	64.00	22
foré	28.00	45

III.4 Arrachement (essais de traction)

Suite aux essais de compression, chacun des pieux dans les deux types de sol a subi un essai de traction. Ces essais ont consisté à tirer sur chaque pieu avec une force axiale centrée, jusqu'à l'arrachement complet de celui-ci. La figure 15 montre le système de mise en traction.

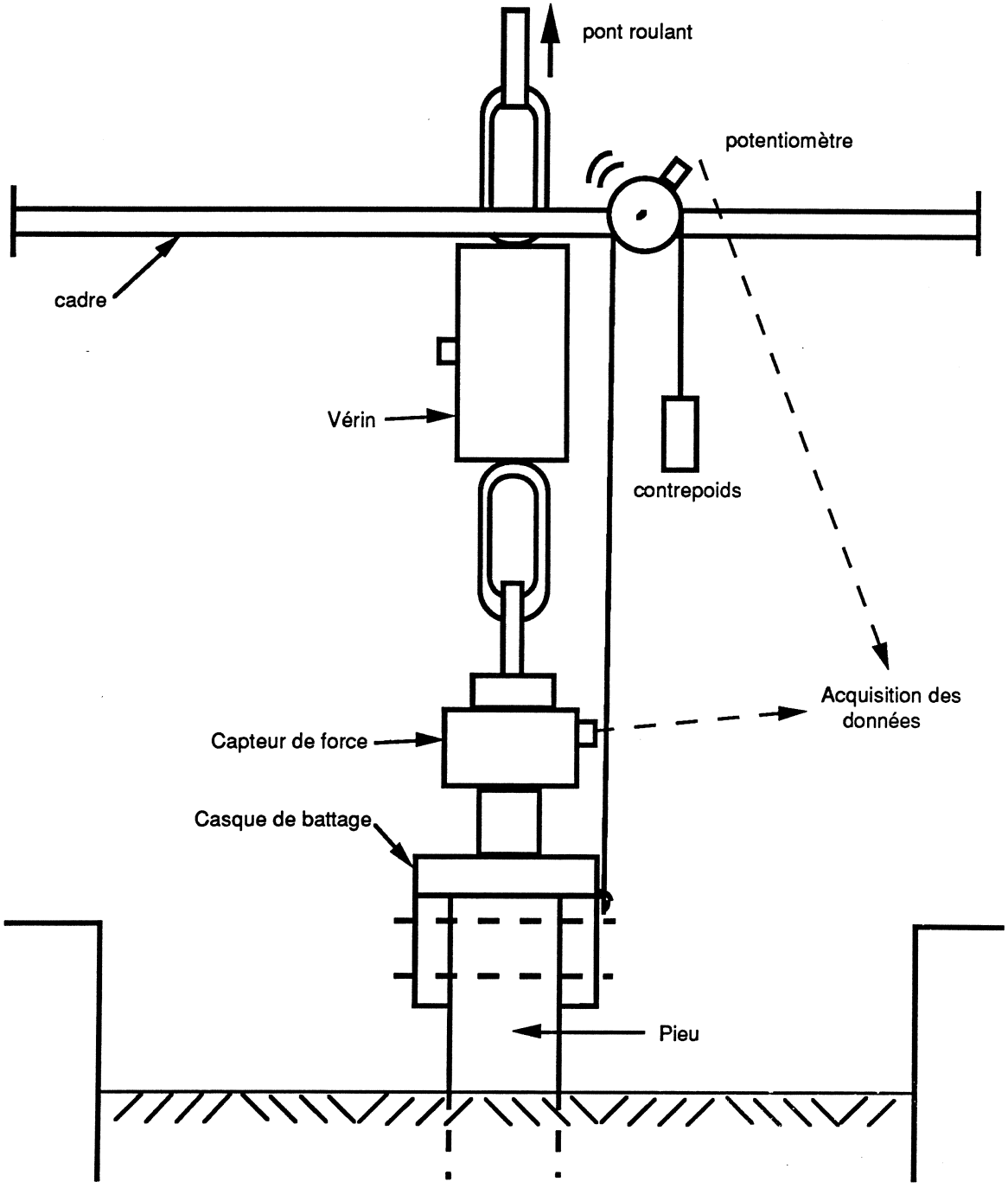


Figure 15: Schéma du système d'arrachement des pieux.

Pendant l'essai la force de traction appliquée, ainsi que le déplacement vertical de la tête du pieu ont été mesurés automatiquement. Etant donné la rapidité de l'essai, la cadence des mesures était d'une seconde. Pour les pieux à section constante, on mesure en fait le frottement latéral inversé, pour ceux à section variable on n'obtient qu'une force d'arrachement initiale. La figure 16 donne les résultats des essais de traction pour les pieux dans le limon.

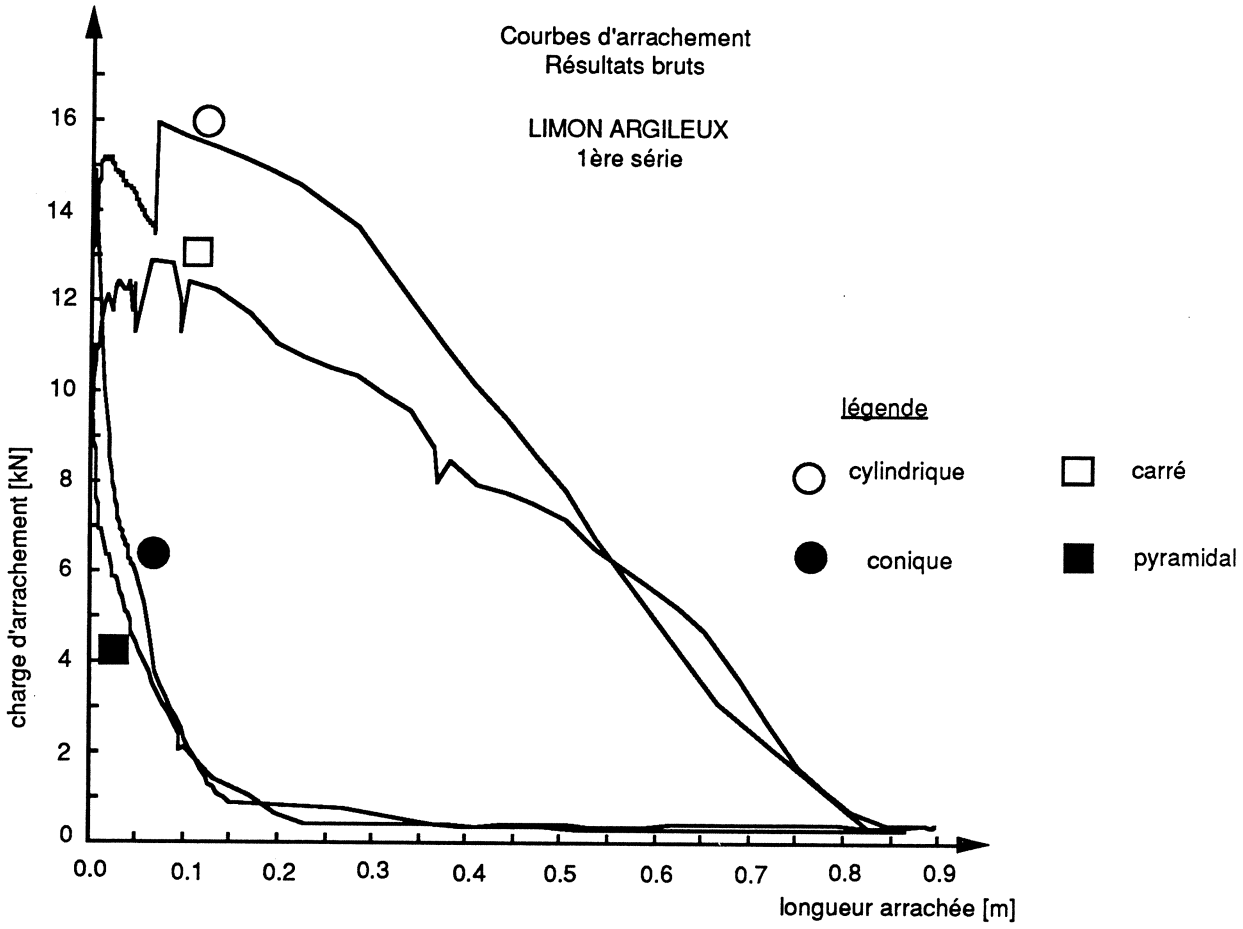


Figure 16: Courbes d'arrachement, 1ère série, limon argileux.

Si l'on admet une pente moyenne pour les résultats des pieux à section constante (cylindrique et carrée), on trouve une valeur de frottement moyen de $\tau \approx 70$ kN·m^{-2}.

La figure 17 donne les résultats pour les pieux dans le sable.

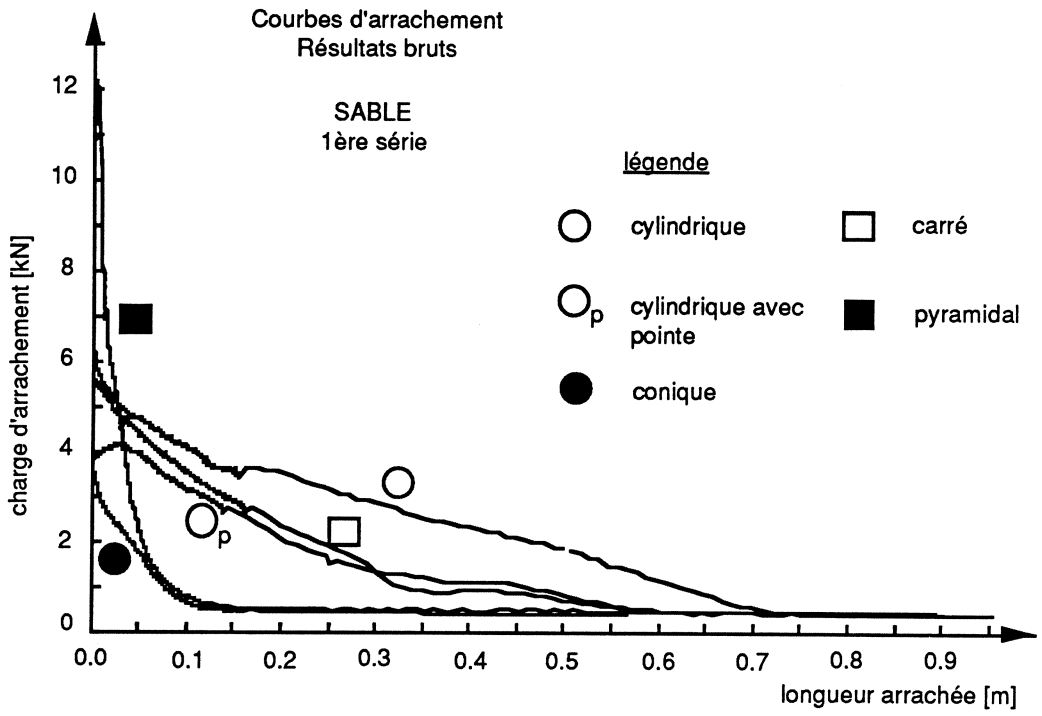


Figure 17: Courbes d'arrachement, 1ère série, sable.

Pour les pieux à section constante dans le sable, on constate des relations non-linéaires. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que le frottement latéral dans le sable est fortement dépendant du recouvrement de sol, la cohésion étant nulle.

L'analyse d'une courbe moyenne pour les résultats des pieux à section constante (cylindrique, cylindrique avec pointe et carré) donne un frottement moyen de $\tau \approx 26$ kN·m^{-2}.

IV. Essais de la deuxième série (pieux foncés)

IV.1 Description générale

La deuxième série d'essais a été entreprise pour poursuivre l'étude de l'influence de la forme sur la capacité portante d'un pieu. La démarche initiale a été conservée, c'est-à-dire l'observation du comportement des pieux flottants de formes différentes soumis à une charge axiale centrée. Afin de pouvoir mieux mesurer les éventuelles différences de comportement dues à la géométrie des pieux, la décision a été prise de modifier les paramètres géométriques de la 1ère série. Les changements suivants ont été apportés:

- augmentation de la longueur des pieux de 1.0 m à 1.5 m,
- augmentation de la conicité de 0.43° à 0.86° pour les pieux coniques et pyramidaux,
- dédoublement du nombre d'essais pour tester chacune des quatre formes de base avec et sans pointe préfabriquée,
- dédoublement des essais sur les pieux cylindriques et carrés dans le sable (avec et sans pointe préfabriquée) pour permettre une évaluation de la dispersion des mesures,
- installation des pieux dans les deux types de sol par fonçage afin de limiter les perturbations de l'état de contrainte initial dans le massif,
- mesures séparées de l'effort de pointe et du frottement latéral (voir section II.3.3),
- augmentation du tassement final d'essai jusqu'à 50 mm,
- contrôle de la verticalité du pieu pendant l'essai par la pose de deux capteurs de déplacement en tête du pieu pour la mesure de tassement,
- mesure des déplacements verticaux sur le pieu voisin le plus proche pendant l'essai de chargement,
- essais dynamiques de contrôle.

Les massifs de sol n'ont pas été modifiés lors de la deuxième série d'essais.

IV.2 Essais de fonçage

Le système de fonçage par vérin est schématisé à la figure 18. Une vitesse d'enfoncement de 0.3 $mm \cdot s^{-1}$ a été appliquée à tous les pieux, dans les deux types de sol.

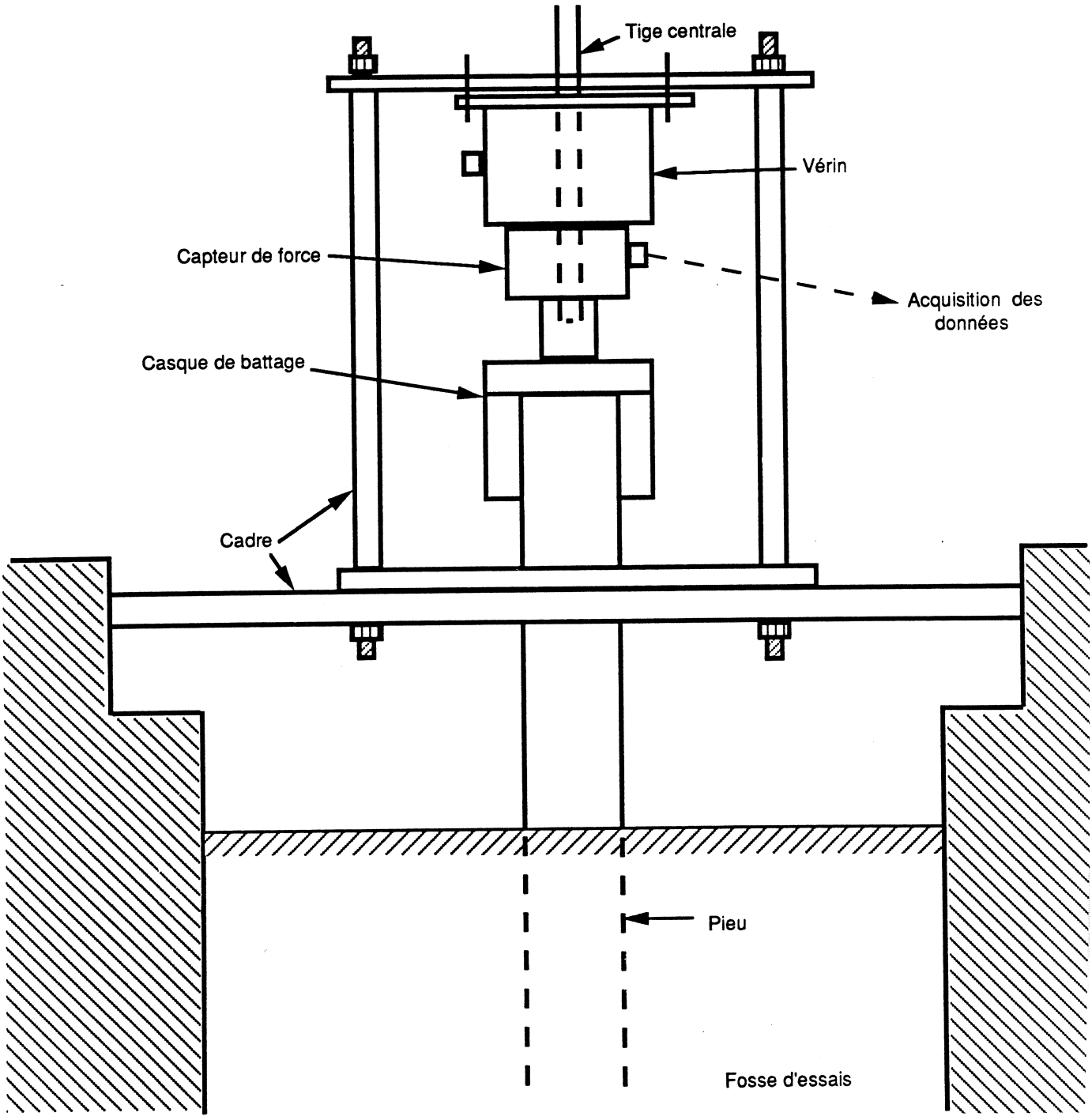


Figure 18: Schéma du système de fonçage et de mise en charge des pieux de la 2e série

Les mesures de la charge appliquée en tête et du tassement du pieu ont permis l'établissement des courbes de portance en fonction de l'enfoncement du pieu. Ces courbes sont données aux figures 19 à 25.

La figure 19 présente les courbes de charge totale en tête en fonction de l'enfoncement pendant le fonçage statique des pieux avec pointe préfabriquée dans le limon argileux.

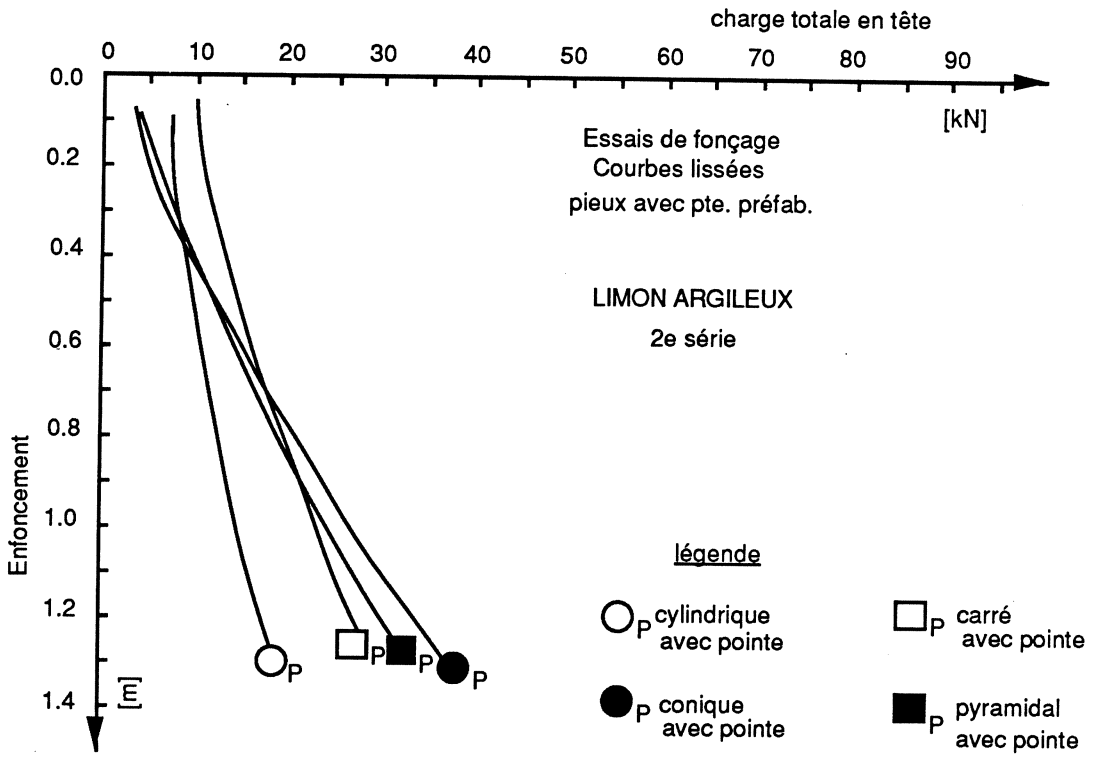


Figure 19: Résultats d'essais de fonçage des pieux avec pointe préfabriquée dans du limon argileux.

La figure 20 donne les résultats du fonçage des pieux sans pointe préfabriquée dans le limon argileux. Les allures des courbes charge en tête-enfoncement sont très semblables à celles des pieux avec pointe préfabriquée, premier indice d'une certaine fiabilité des résultats et de l'influence possible de la forme des pieux.

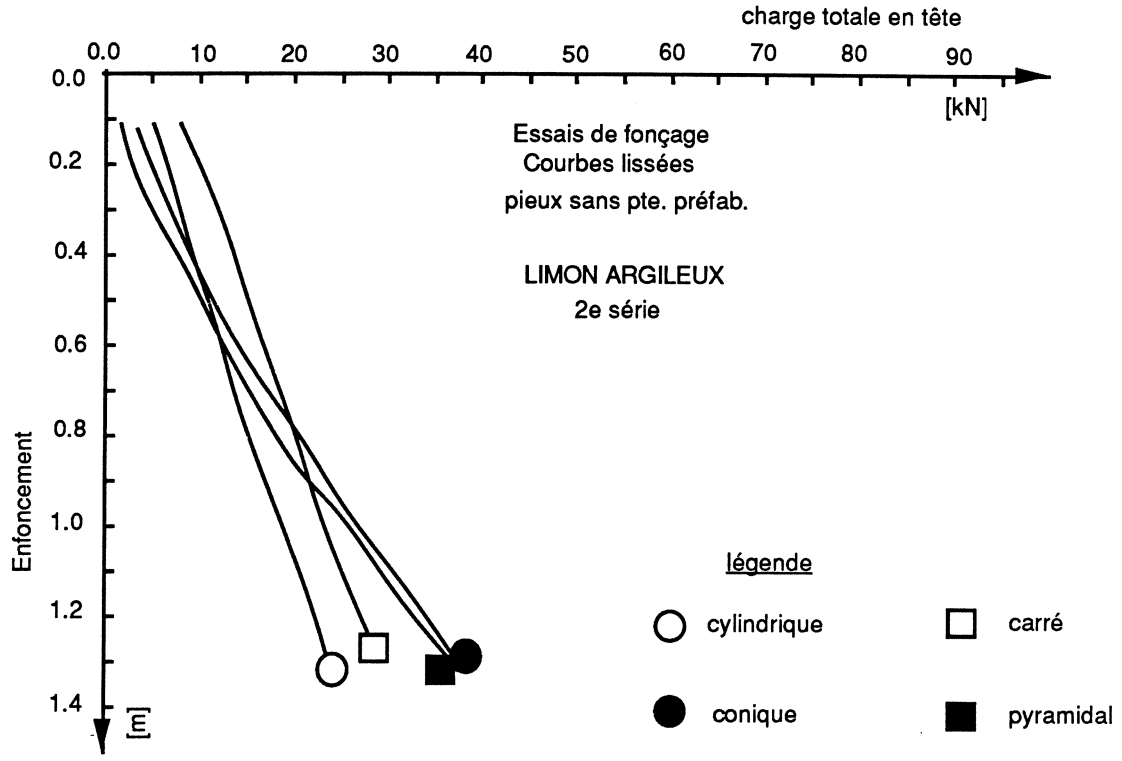


Figure 20: Résultats d'essais de fonçage des pieux sans pointe préfabriquée dans du limon argileux.

La figure 21 présente les courbes de charge totale en tête, ainsi que les parts prises en pied et en frottement pour les quatre pieux sans pointe préfabriquée dans le limon argileux. Pour chacun de ces pieux, on voit très nettement une capacité à peu près constante en pied et une capacité en frottement qui augmente en fonction de la longueur enterrée du pieu. Les pieux conique et pyramidal montrent un pourcentage de la charge totale plus élevé en frottement latéral que les pieux à section constante.

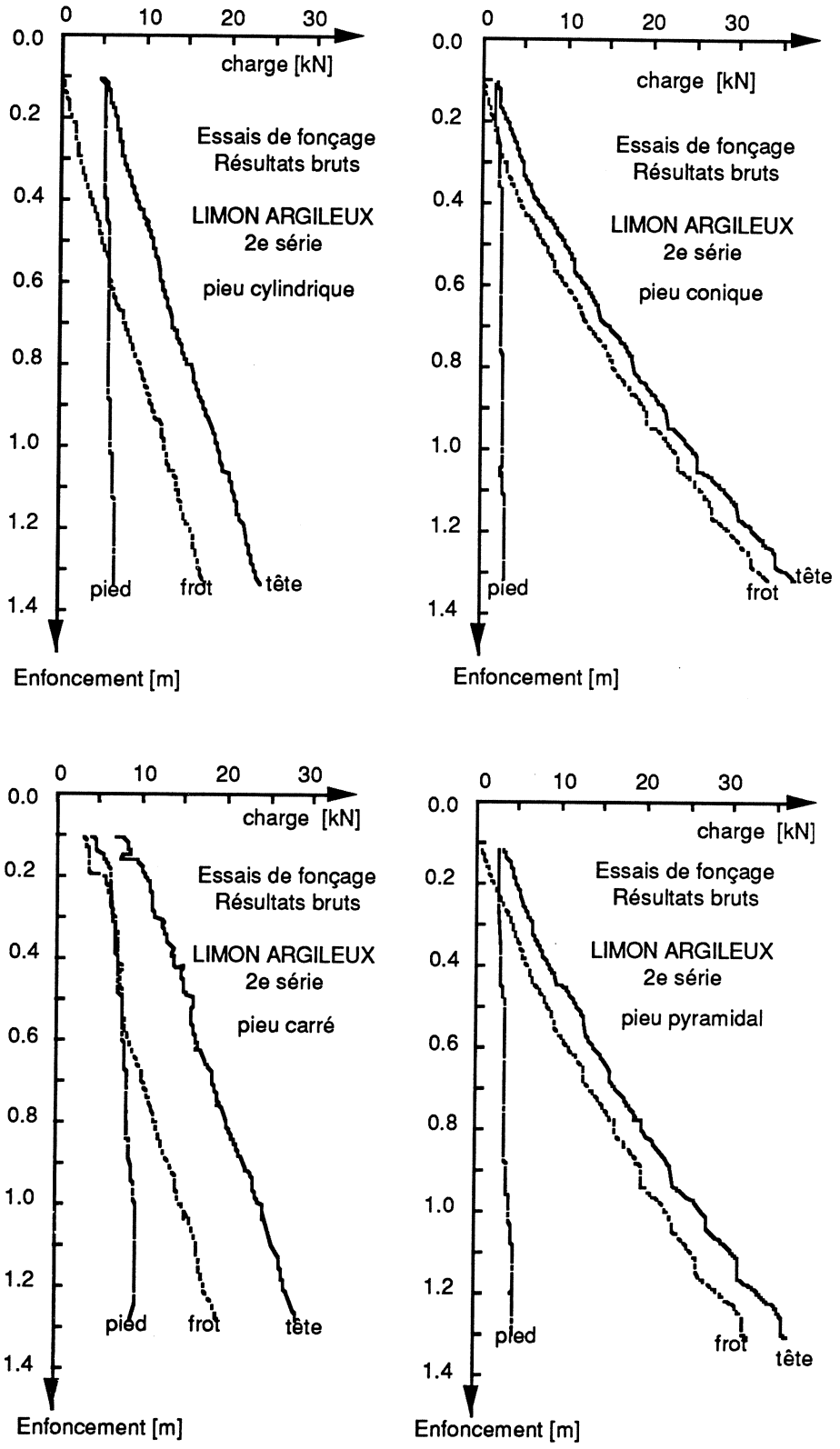


Figure 21: Résultats d'essais de fonçage des pieux sans pointe préfabriquée dans du limon argileux avec mesures des efforts repris en pied et en frottement latéral. Résultats bruts.

La figure 22 présente les courbes de charge totale en tête en fonction de l'enfoncement pendant le fonçage statique des pieux avec pointe préfabriquée dans le sable. Ici les courbes sont irrégulières et la dispersion n'est pas caractéristique de l'effet de forme, puisqu'elle se manifeste aussi pour les pieux doublés. Par contre à la profondeur finale, le classement est le même que dans le limon argileux, soit par qualité croissante: cylindrique, carré, conique et pyramidal.

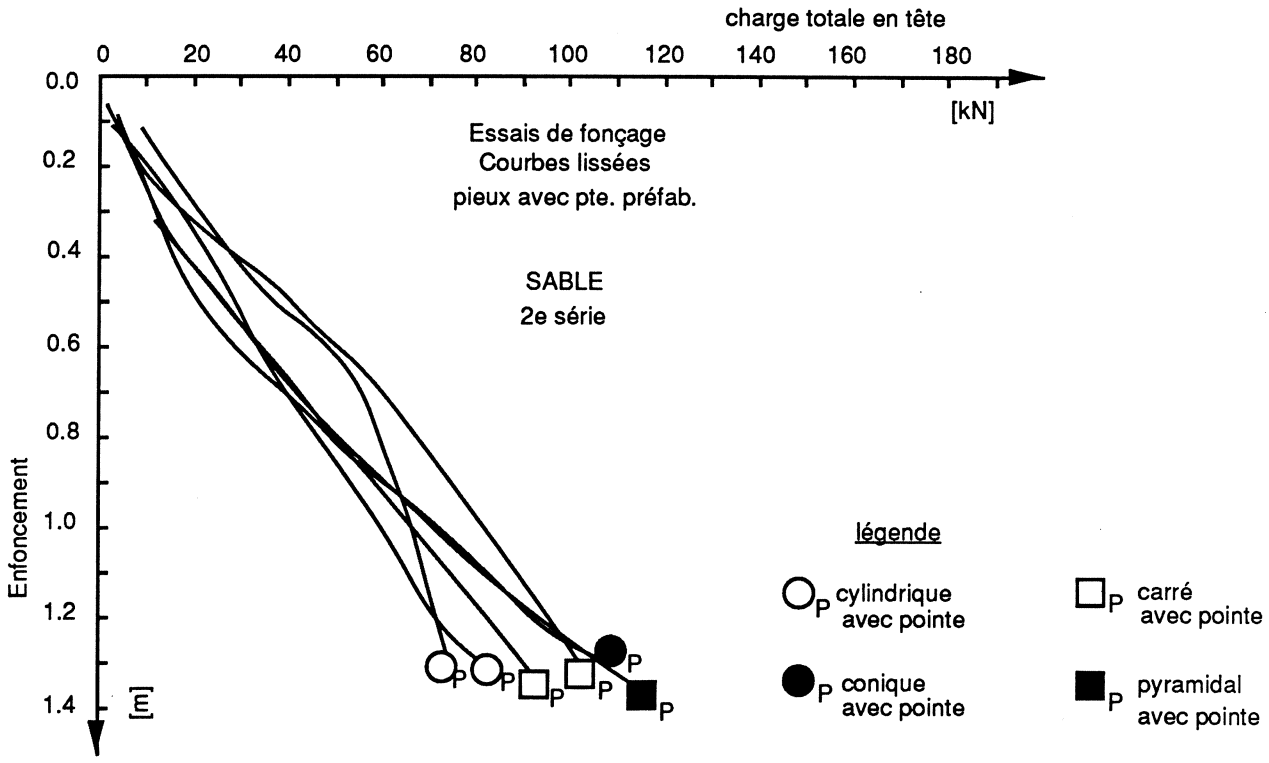


Figure 22: Résultats d'essais de fonçage des pieux avec pointe préfabriquée dans le sable.

La figure 23 donne les résultats de fonçage pour les pieux sans pointe préfabriquée dans le sable. On observe les mêmes tendances constatées dans la figure 22. Cependant, on voit plus clairement les différences de capacité entre les formes à section constante et celles ayant une conicité. De plus, pour chaque forme, on remarque une charge d'enfoncement plus élevée que pour les pieux avec pointe préfabriquée.

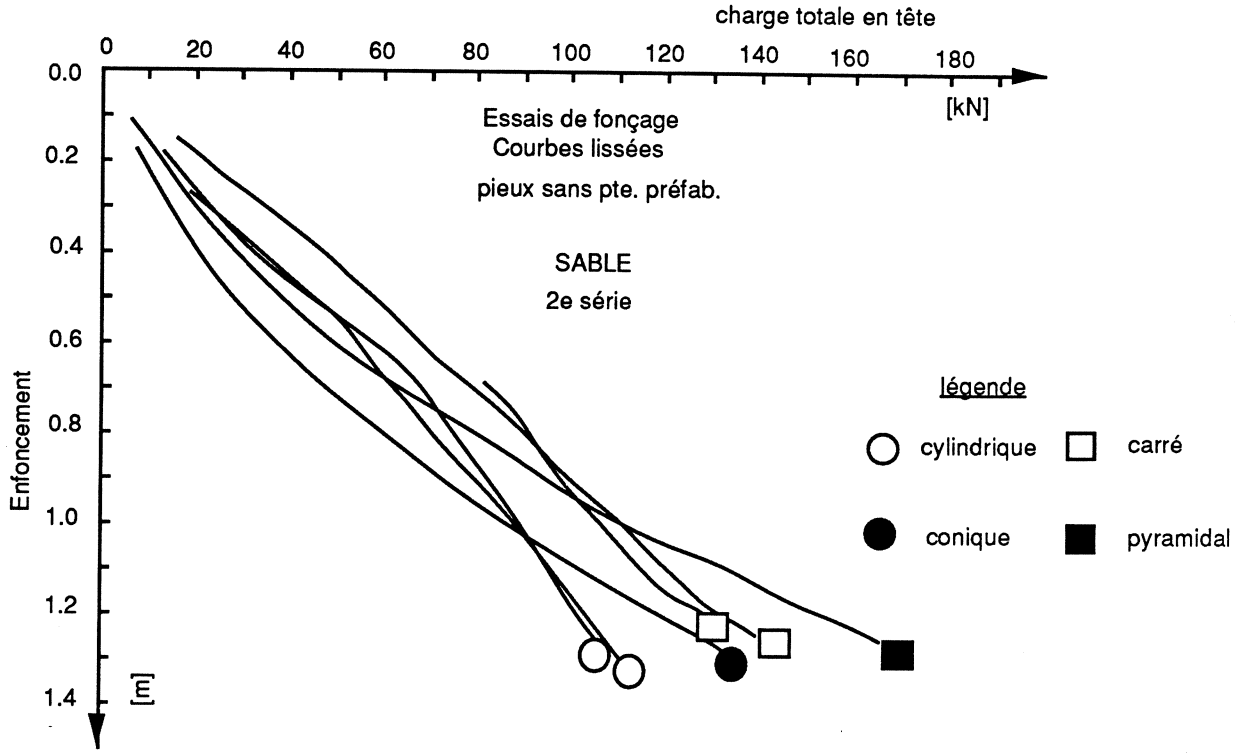


Figure 23: Résultats d'essais de fonçage des pieux sans pointe préfabriquée dans du sable.

Les figures 24 et 25 présentent les courbes de charge totale en tête, ainsi que les parts prises en pied et en frottement latéral pour les pieux sans pointe préfabriquée dans le sable. Pour les pieux à section constante, on constate que la portance en pied de pieu devient constante à une profondeur égale à six ou sept diamètres de pieu. Pour les pieux conique et pyramidal, les courbes de portance en pied ne semblent pas montrer ce phénomène. Pour toutes les formes de pieu, les courbes de charge prise en frottement latéral ont la même allure que les courbes de charge totale, mais on constate que les pieux ayant une conicité ont un pourcentage plus élevé de charge reprise en frottement que les formes à section constante.

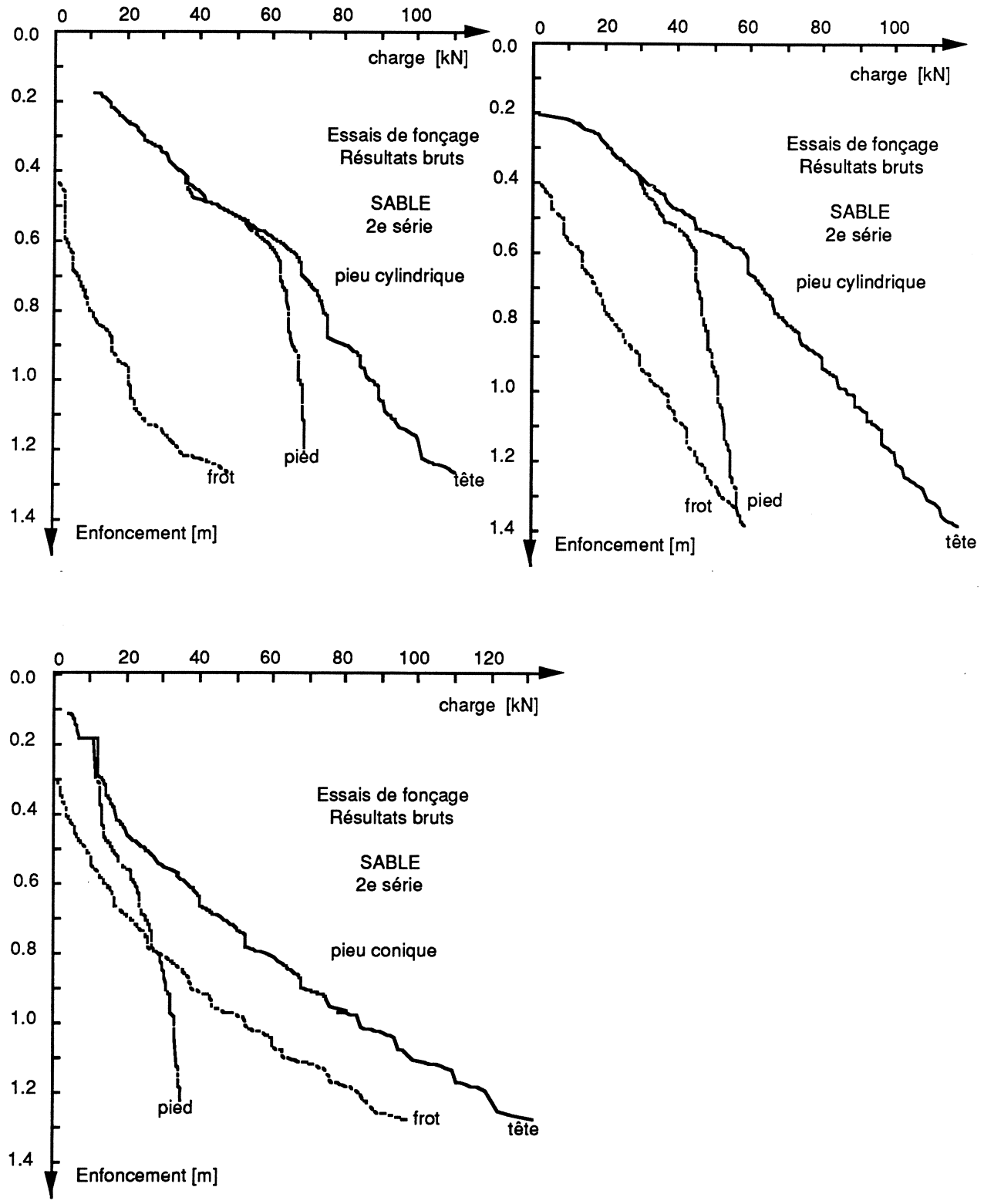


Figure 24: Essais de fonçage des pieux sans pointe préfabriquée dans du sable avec mesures des efforts repris en pied et en frottement latéral. Résultats bruts, pieux cylindriques et conique.

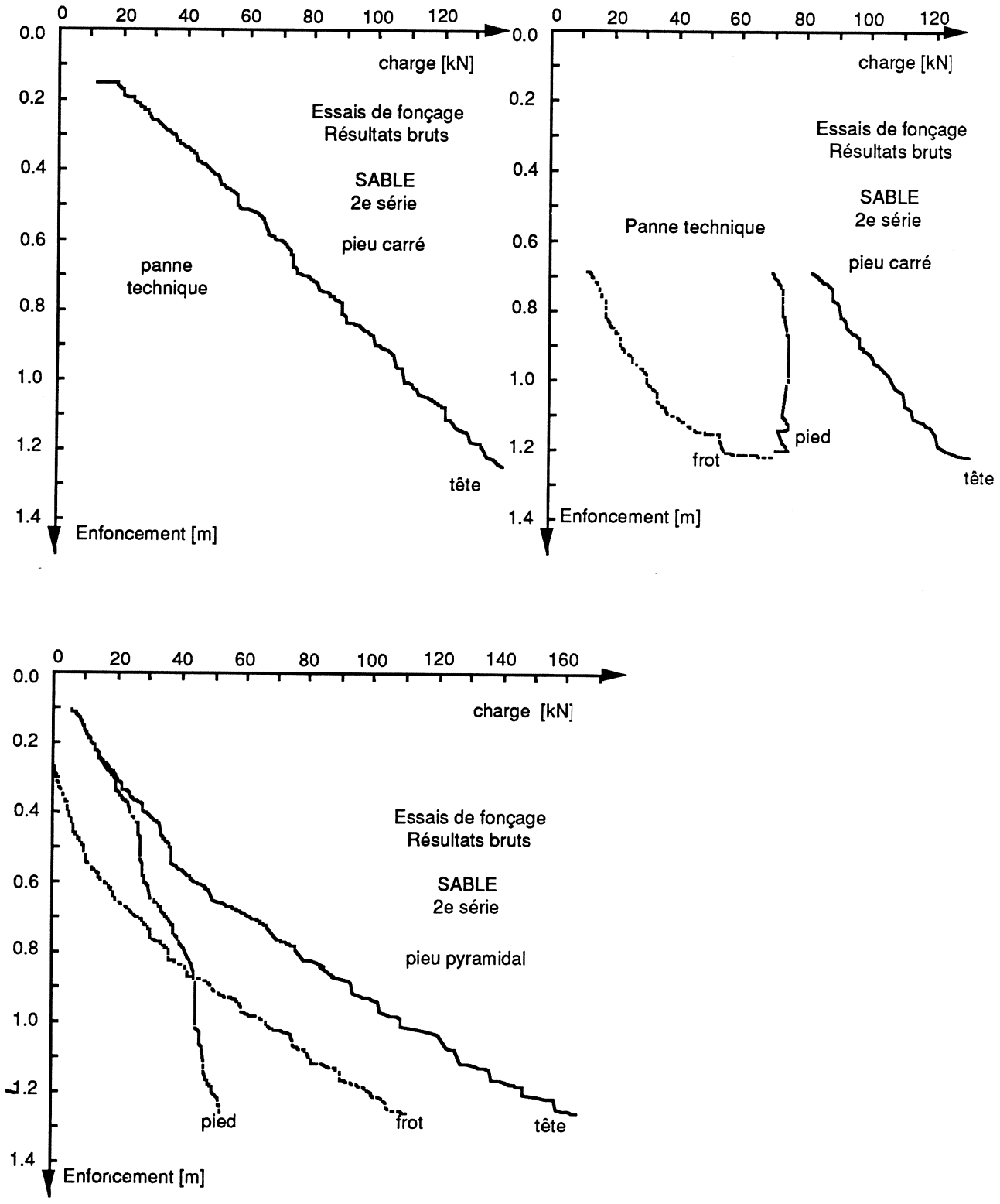


Figure 25: Essais de fonçage des pieux sans pointe préfabriquée dans du sable avec mesures des efforts repris en pied et en frottement latéral. Résultats bruts, pieux carrés et pyramidal.

IV.3 Essais de chargement statique

Chaque pieu a fait l'objet d'un essai de charge statique par paliers jusqu'à la rupture par poinçonnement. Comme mentionné dans la section IV.1, la décision a été prise de poursuivre chaque essai statique jusqu'à un tassement en tête de 50 mm (50% du diamètre en tête) pour s'assurer d'atteindre la charge limite de rupture. Les essais ont été exécutés de la même façon que ceux de la première série (voir section III.3) hormis quelques petits changements relatifs au programme de mise en charge. Au lieu de fixer les mêmes paliers de charge pour tous les pieux dans le même matériau, les niveaux de charge ont été déterminés pour chaque pieu sur la base de la charge finale de fonçage. Le premier palier de chargement a été fixé à 10% de la charge d'enfoncement, le second à 20%, et ainsi de suite jusqu'à la rupture. Comme pour la première série, les durées des paliers ont été fixées à 200 min. pour le limon argileux et à 100 min. pour le sable.

Les figures 26 à 29 présentent les courbes charge - tassement en tête pour les pieux testés dans les deux matériaux.

La figure 26 montre les résultats d'essais dans le limon argileux. Sans analyse plus approfondie, on ne constate pas de différences nettes et significatives selon la géométrie des pieux. Cependant, on peut remarquer que le pieu foré montre un comportement plus défavorable que l'ensemble des pieux foncés.

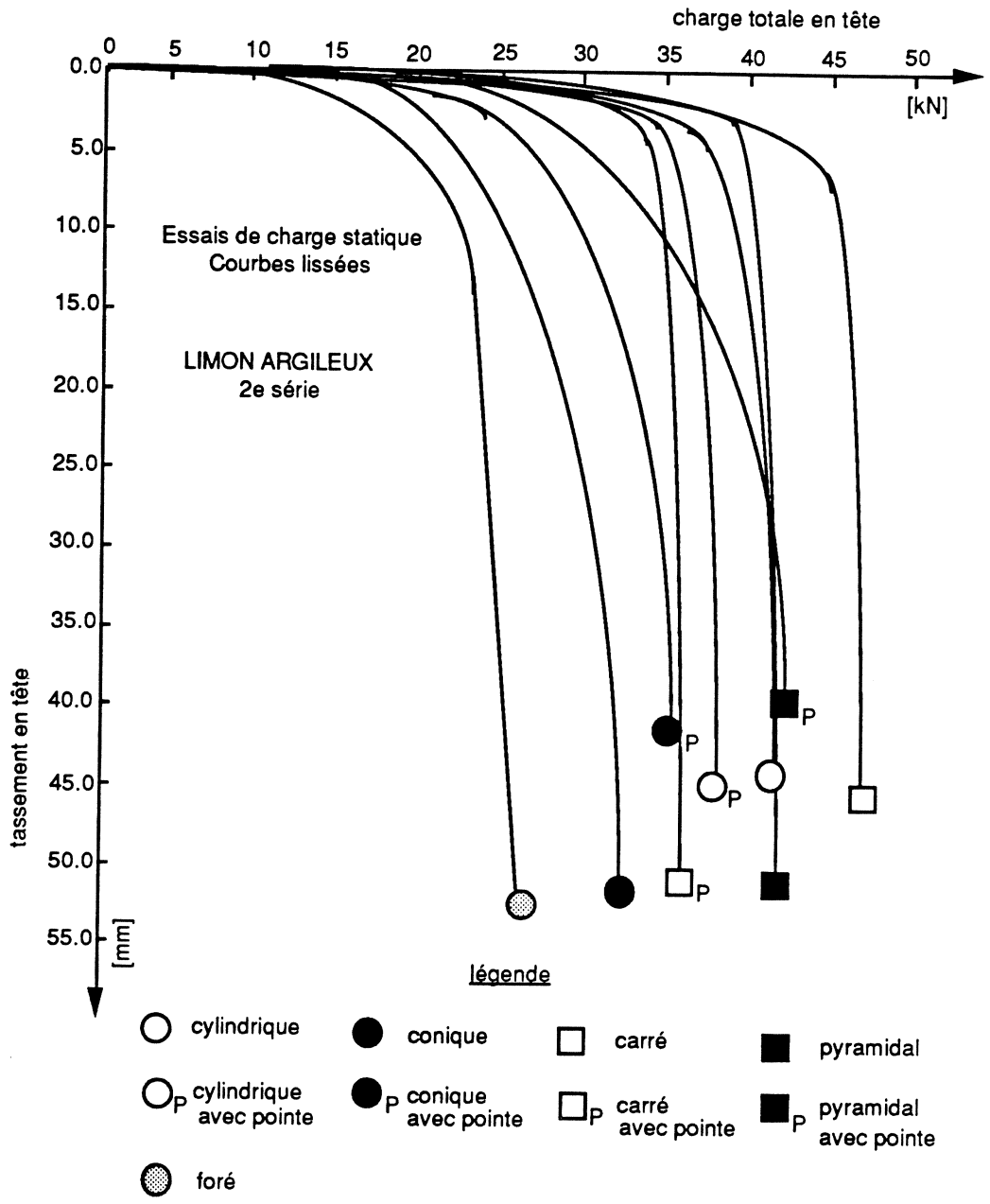


Figure 26: Résultats d'essais de chargement statique des pieux dans du limon argileux.

La figure 27 présente les résultats d'essais des pieux sans pointe préfabriquée, avec mesures séparées des charges prises en frottement latéral et en pied. Une analyse rapide met en évidence un pourcentage de la charge en frottement latéral plus élevé pour les pieux à section variable. Pour toutes les formes, on remarque une capacité quasi-constante en pied à partir d'un tassement de quelques millimètres.

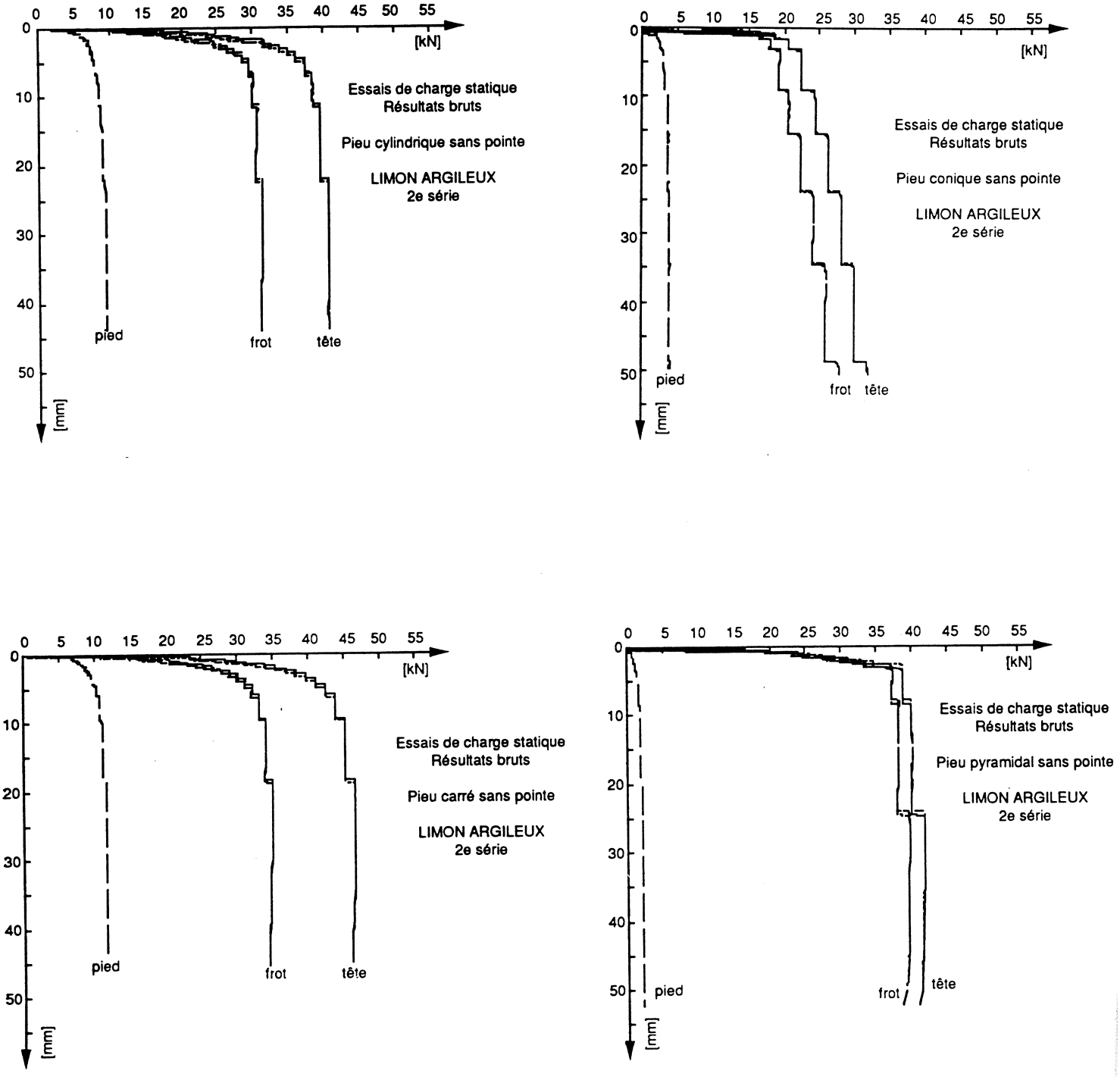


Figure 27: Résultats d'essais statiques des pieux dans du limon argileux avec mesures des efforts repris en pied et en frottement latéral. Résultats bruts.

La figure 28 montre les résultats d'essais de charge pour les pieux dans le sable et l'observation faite pour le limon argileux (fig. 26) s'applique ici également. On remarque que la capacité portante du pieu foré est nettement inférieure de celle de l'ensemble des pieux préfabriqués. Les essais doublés sont proches au niveau des charges et des tassements ultimes; la reproductibilité est donc assez bonne.

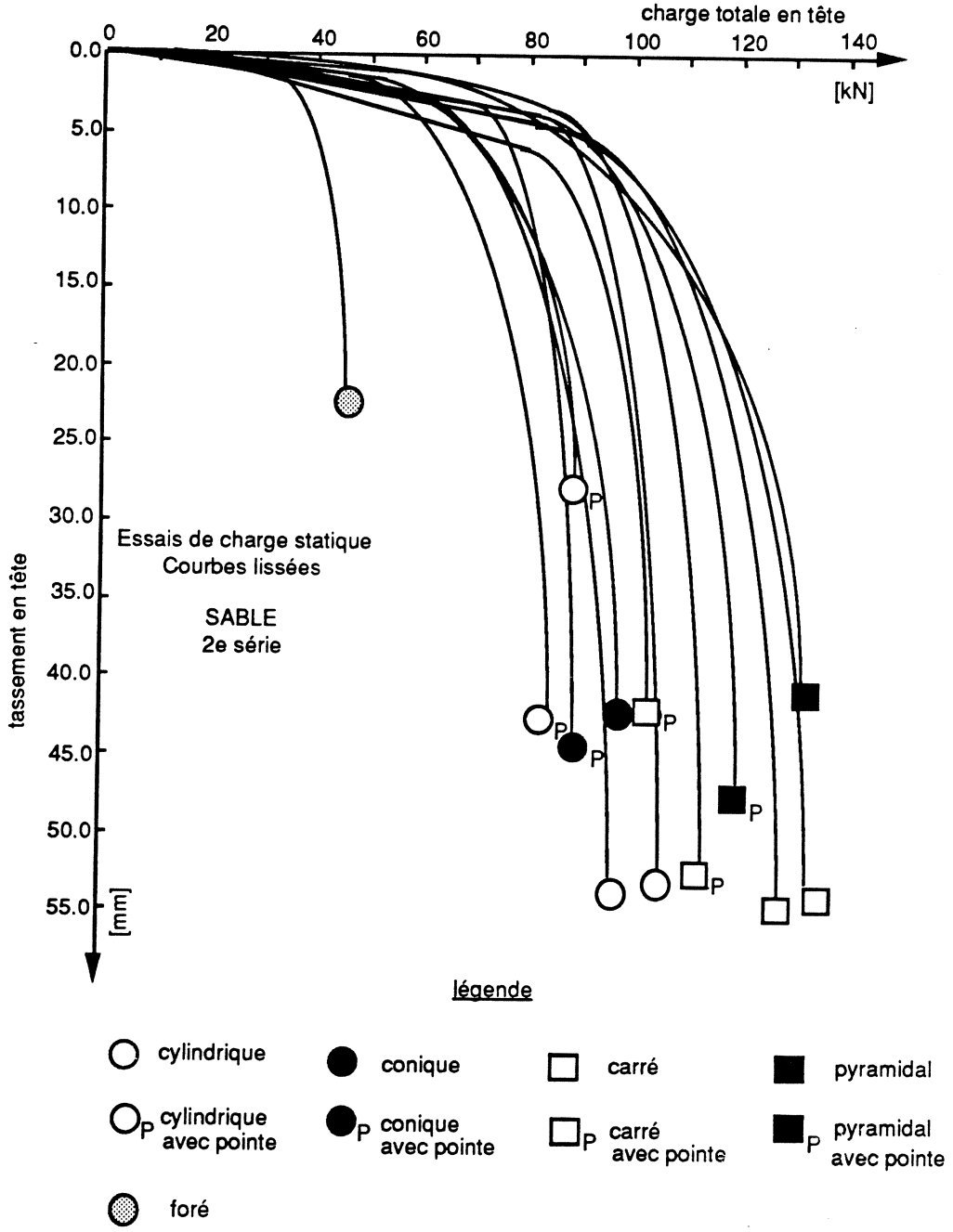


Figure 28: Résultats d'essais de chargement statique des pieux dans du sable

La figure 29 montre les résultats bruts des pieux sans pointe préfabriquée foncés dans le sable et dont on a mesuré séparément les charges en fût et en pied. Une panne technique lors des essais sur les pieux carrés a empêché des mesures séparées fiables; une comparaison des mesures sur les quatres formes n'est pas possible. Cependant, la comparaison des résultats des pieux cylindriques et conique montre un pourcentage de charge plus élevé en fût qu'en pied des pieux.

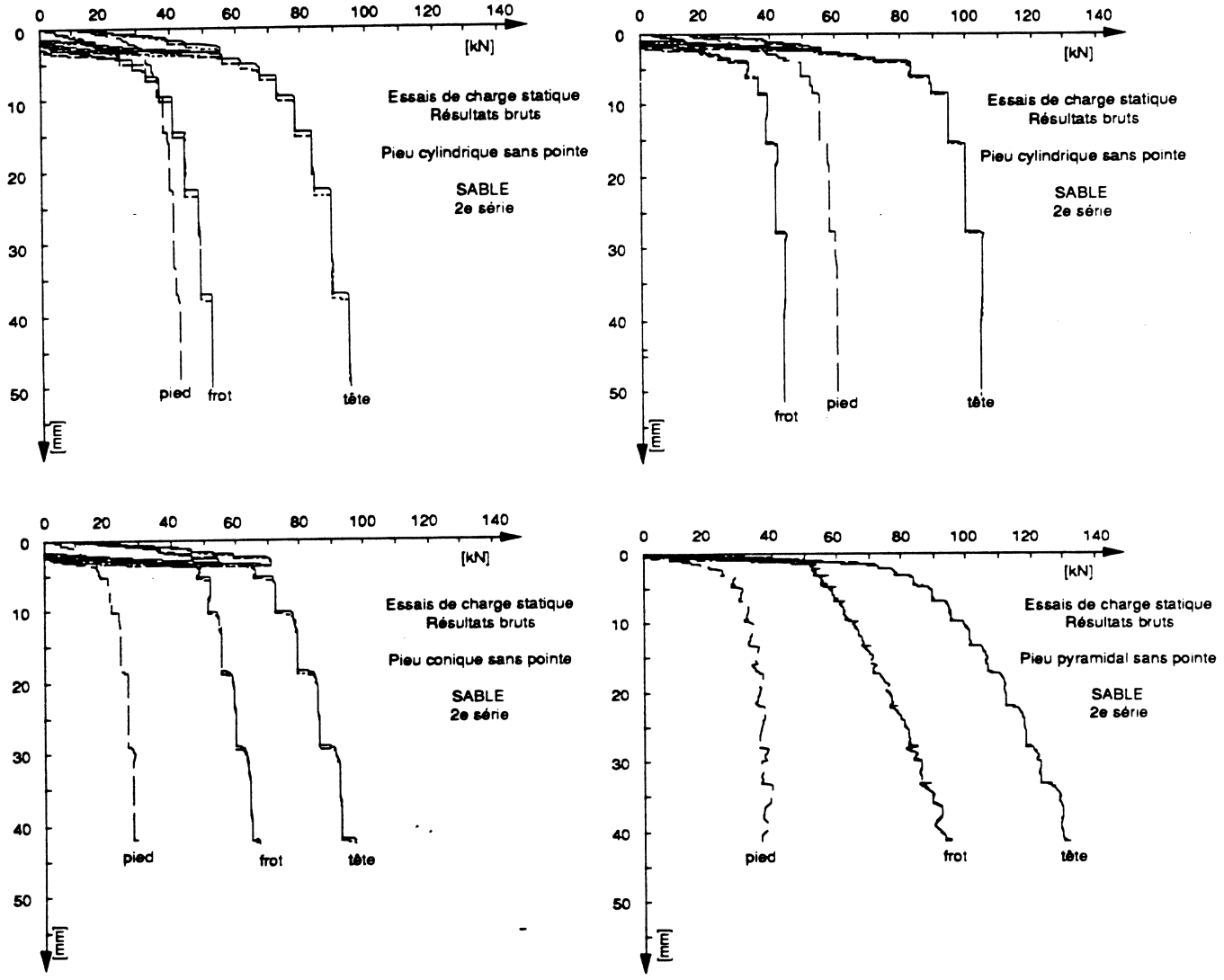


Figure 29: Résultats d'essais statiques avec mesure des efforts repris en pied et en frottement latéral, sable.

Le tableau 11 résume les résultats d'essais statiques pour les pieux de la deuxième série dans les deux sols différents.

Tableau 11: Résultats d'essais statiques de la deuxième série

Pieu	Q_{ultime} [kN]	$Q_{fût}$ [kN]	Q_{pied} [kN]	Tassement final [mm]
LIMON ARGILEUX				
cylindrique	41.50	32.00	9.50	45
cylind./pte	38.00	-	-	45
conique	32.00	27.50	4.50	50
conique/pte	33.80	-	-	40
carré	46.00	34.50	11.50	45
carré/pte	35.00	-	-	50
pyramidal	41.50	39.00	2.50	50
pyramid./pte	41.00	-	-	40
SABLE				
cylindrique	94.50	52.00	42.50	50
cylindrique	105.00	44.00	61.50	50
cylind./pte	83.00	-	-	45
cylind./pte	83.50	-	-	27
conique	97.00	67.50	29.50	43
conique/pte	87.50	-	-	40
carré	134.00	panne	panne	54
carré	127.30	panne	panne	54
carré/pte	111.50	-	-	50
carré/pte	105.00	-	-	42
pyramidal	132.00	95.00	37.00	42
pyramid./pte	117.50	-	-	47

IV.4 Essais dynamiques

Des essais dynamiques ont été exécutés sur certains pieux de la deuxiéme série par l'entreprise Dynamische Messtechnik Gründungstechnik, GmbH selon la méthode P.D.A. (Pile Driving Analysis), basée sur la théorie des ondes de choc[8]. L'accéleration des ondes produites dans le pieu par une masse tombante sur la tête du pieu ainsi que le déplacement du pieu sont mesurés. Les diagrammes en fonction du temps de la force et de la vitesse des ondes descendante et remontante permettent une première appréciation de la capacité ultime du pieu (méthode CASE). Une incertitude est liée à la valeur du coefficient d'amortissement (J) du sol, a priori inconnu. Pour cette raison, les charges ultimes sont calculées pour une fourchette de valeurs de J. Des simulations numériques par optimisation de ces courbes de force et de vitesse (méthode CAPWAP) donnent une valeur plus précise de la charge limite ainsi que des indications sur le tassement sous charge et la charge reprise en pointe du pieu.

Le but de ces essais dynamiques sur micropieux était, d'une part de tester l'applicabilité du système P.D.A. aux pieux de dimensions réduites, et d'autre part de permettre un contrôle supplémentaire des essais statiques. Quant à la faisabilité des essais, il a été constaté que le signal n'était pas suffisant dans tous les cas pour permettre d'obtenir des résultats. Ceci pourrait être dû à une application insuffisamment précise du choc, donnant lieu à un moment de flexion non-homogène en tête du pieu. Cependant, six des dix pieux testés ont fourni des résultats. Les charges ultimes trouvées par les deux méthodes (CASE et CAPWAP) sont présentées au tableau 12 et une comparaison des résultats dynamiques et statiques se trouve au tableau 13.

Les simulations des courbes de charge-tassement par la méthode CAPWAP sont montrées aux figures 30 à 35.

Tableau 12: Résultats d'essais dynamiques: charges limites

Pieu	Charge limite par méthode CASE [kN] J=0.2	J=0.4	J=0.8	Charge limite par méthode CAPWAP [kN]
LIMON ARGILEUX				
conique	-	50	25	45
carré	-	105	70	60
pyramidal	-	70	40	50
SABLE				
carré	90	55	-	55
carré	65	40	-	55
pyramidal	105	80	-	50

Le tableau 13 permet les comparaisons suivantes entre les résultats des essais dynamiques et statiques pour les deux type de sol de la deuxième série:

- les charges ultimes dynamique et statique,
- les tassements ultimes dynamique et statique,
- la part de la charge ultime reprise en pied selon les deux méthodes,
- la charge statique correspondant au tassement ultime dynamique avec la charge ultime dynamique.

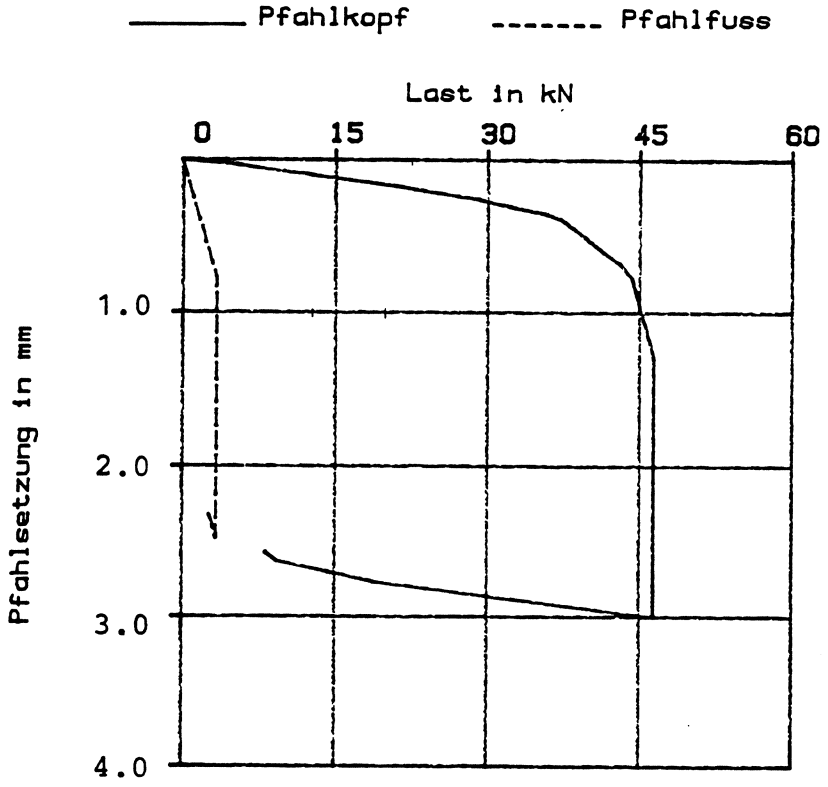


Figure 30: Simulation sur la base d'essais dynamiques, Pieu conique, limon argileux

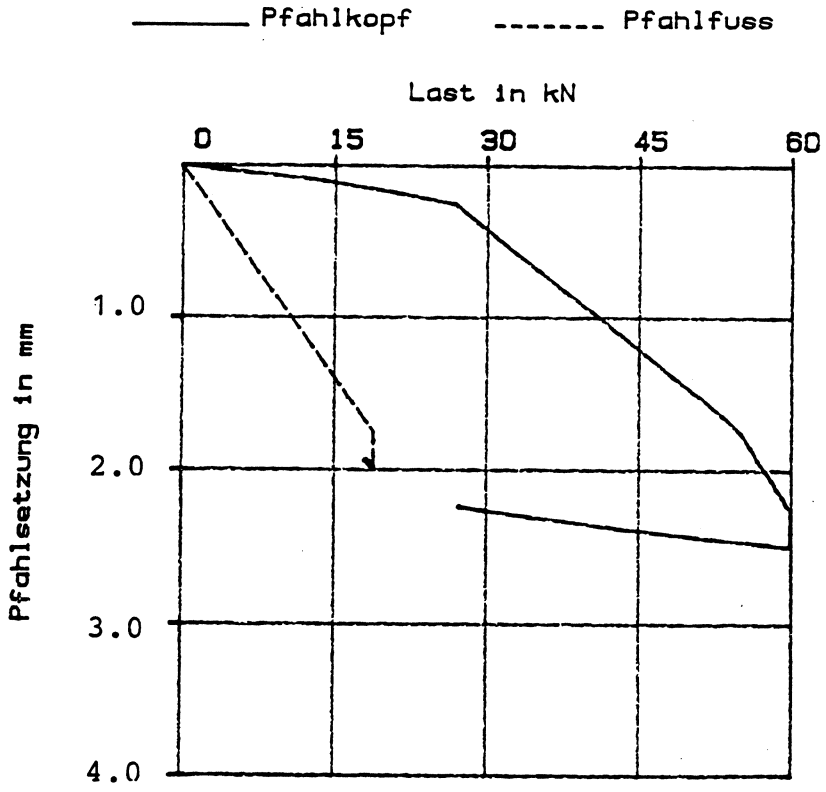


Figure 31: Simulation sur la base d'essais dynamiques, Pieu carré, limon argileux

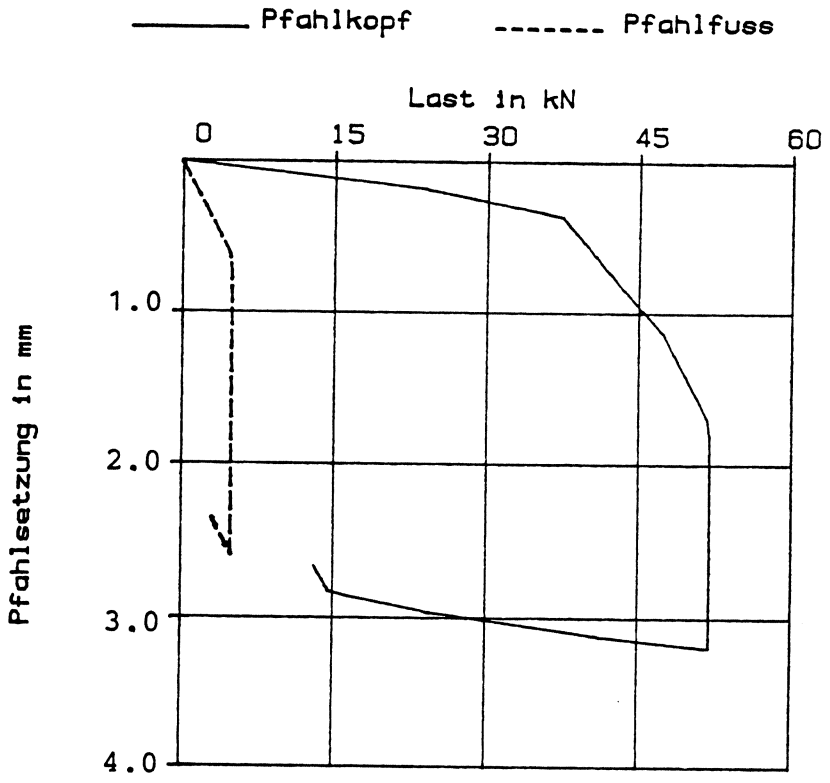


Figure 32: Simulation sur la base d'essais dynamiques, Pieu pyramidal, limon argileux

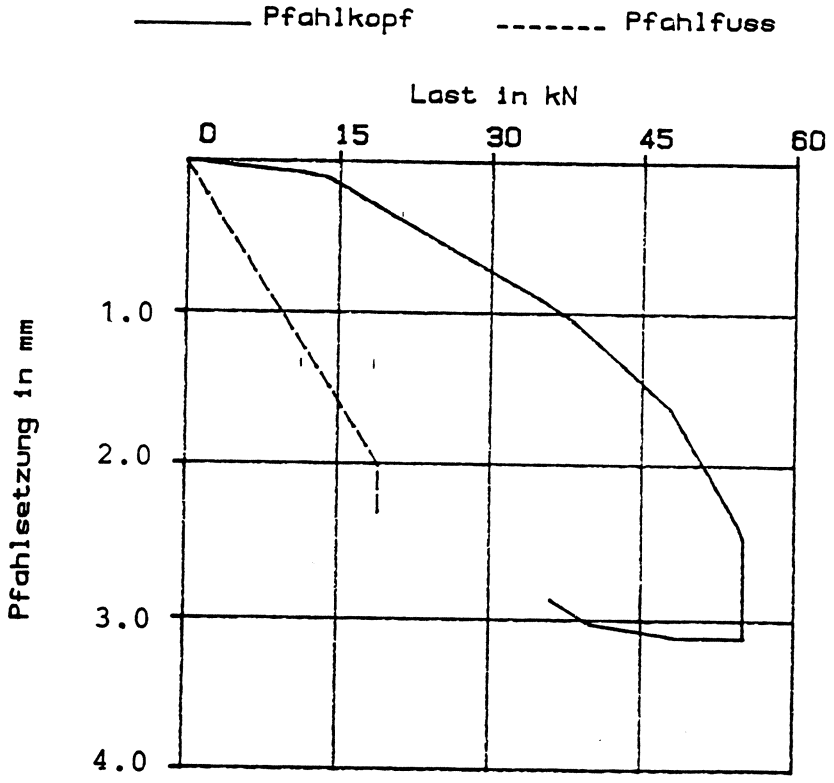


Figure 33: Simulation sur la base d'essais dynamiques, Pieu carré, sable

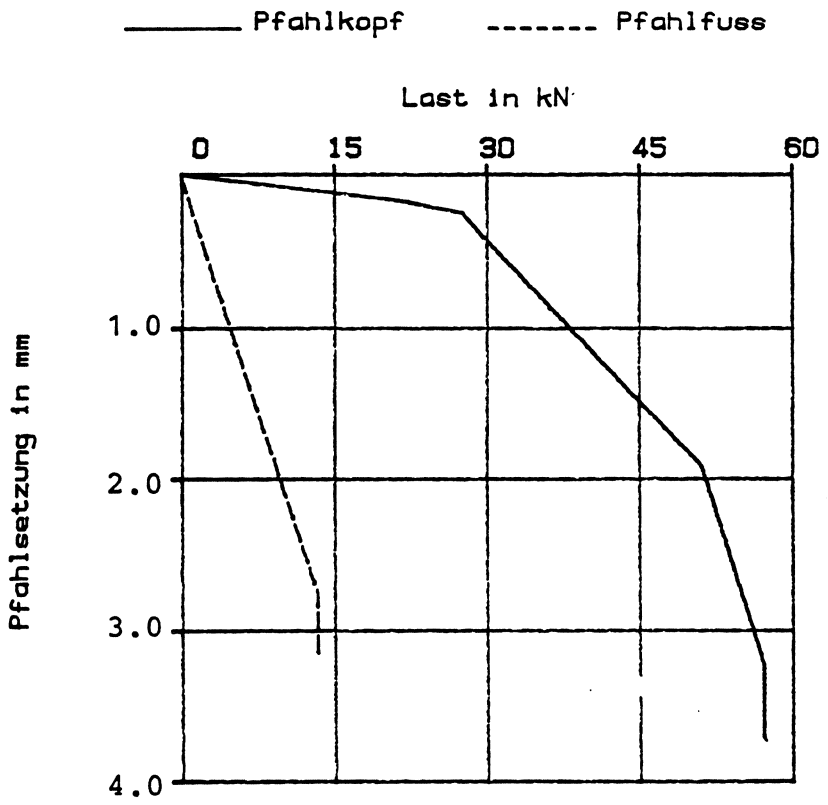


Figure 34: Simulation sur la base d'essais dynamiques, Pieu carré, sable

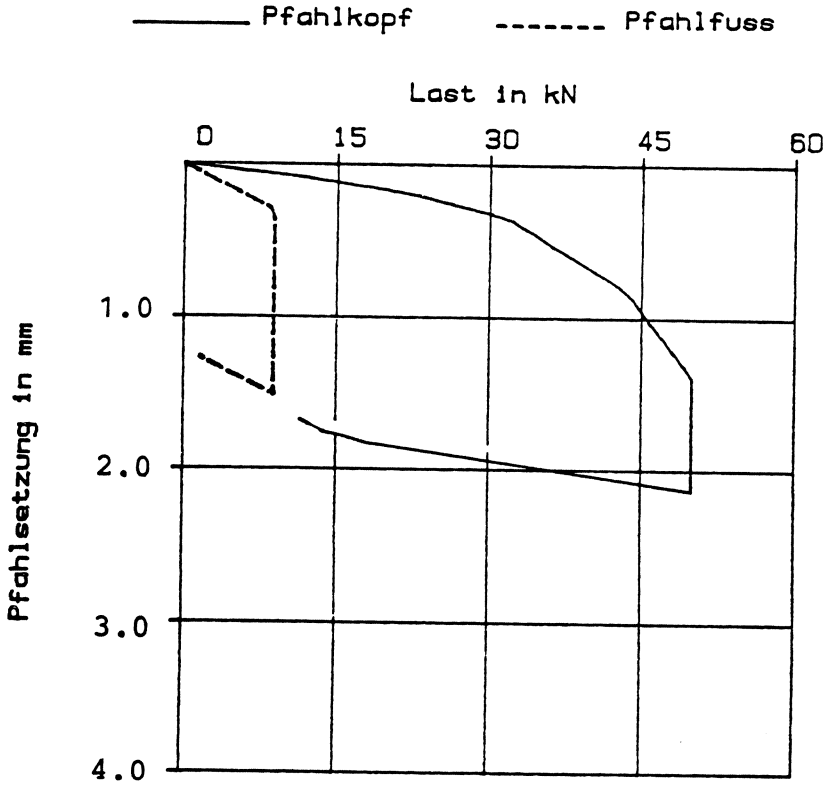


Figure 35: Simulation sur la base d'essais dynamiques, Pieu pyramidal, sable

Tableau 13: Comparaisons des résultats des essais dynamiques et statiques de la deuxième série

	Essais dynamiques			Essais statiques			
Pieu	charge ultime [kN]	charge en pied [kN]	tassem^t ultime [mm]	charge ultime [kN]	charge en pied [kN]	tassem^t ultime [mm]	charge corresp. au tass. dynam. [kN]
LIMON ARGILEUX							
conique	45.00	3.75	1.30	32.00	4.50	50	18.00
carré	60.00	18.75	2.25	46.00	11.50	20	35.00
pyramidal	50.00	5.25	1.75	41.50	2.50	25	31.00
SABLE							
carré	55.00	18.75	2.50	134.00	panne	50	50.00
carré	55.00	13.50	3.20	127.30	panne	50	60.00
pyramidal	50.00	9.00	1.40	132.00	37.00	42	60.00

Pour les pieux dans le limon argileux, on remarque selon les deux types d'essais une relativement bonne correspondance entre les charges ultimes ainsi qu'entre les charges en pied. Cependant, les tassements ultimes des essais dynamiques sont beaucoup plus petits que ceux mesurés lors des essais de chargement statique.

Dans le sable, les charges ultimes et en pied des essais dynamiques valent à peu près la moitié de celles des essais statiques. Par contre, les valeurs des charges ultimes dynamiques et les charges statiques correspondant aux tassements ultimes dynamiques sont presque identiques.

IV.5 Arrachement (essais de traction)

Les essais d'arrachement ont été effectués sur tous les pieux de la deuxième série. Le système de mise en traction était identique à celui employé lors de la première série (voir section III.4). Les figures 36 et 37 montrent les résultats dans le limon argileux et les figures 38 et 39 ceux dans le sable.

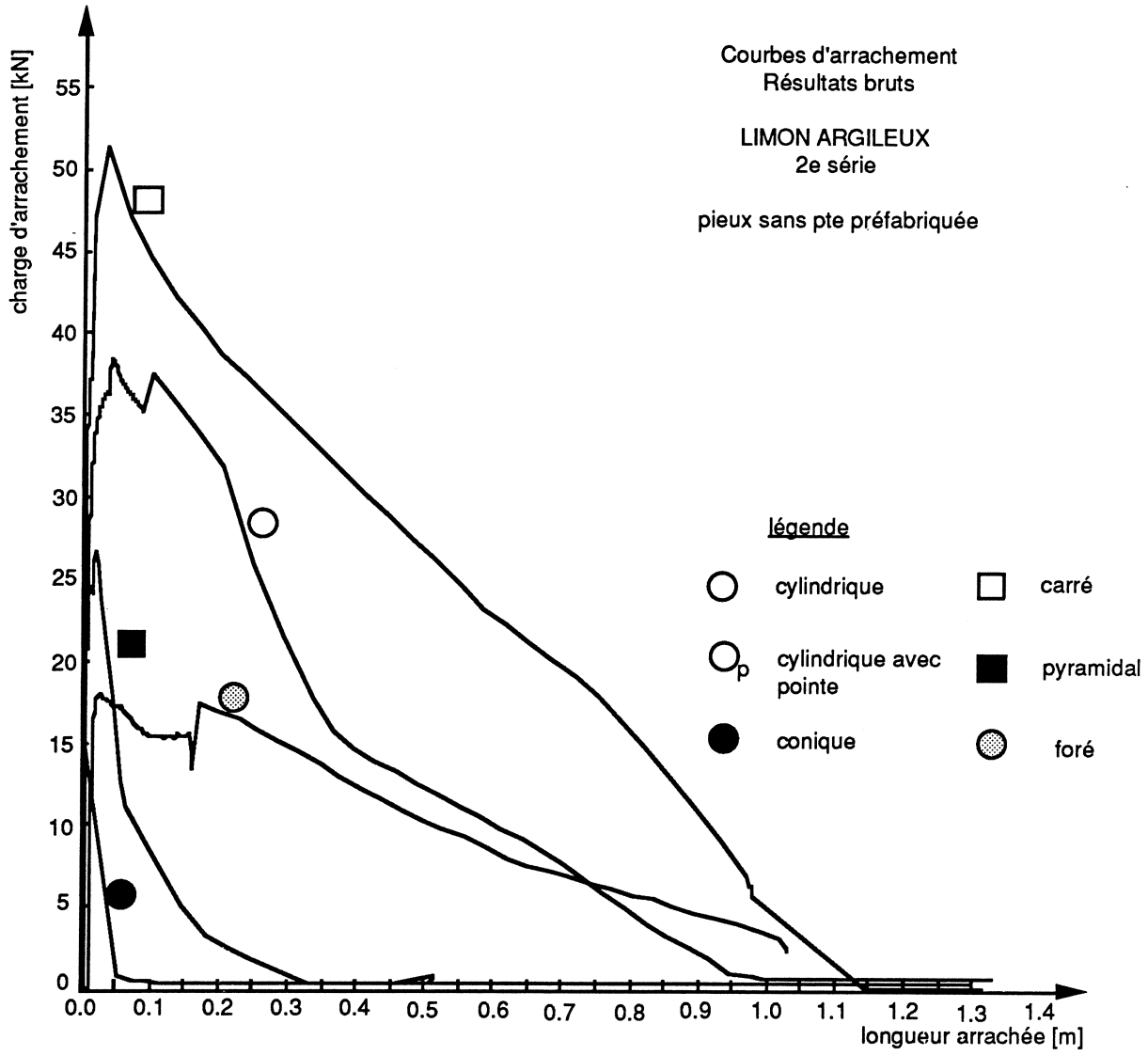


Figure 36: Courbes d'arrachement, 2e série, limon argileux, pieux sans pointe préfabriquée

Pendant l'arrachement, il a été remarqué que le pieu carré sans pointe n'était pas vertical, donc la charge mesurée ne répresente pas la vraie charge de frottement. Si l'on néglige cette mesure, une pente moyenne des résultats des pieux à section constante (cylindrique et foré) donne un frottement moyen de $\tau \approx 70$ kN·m^{-2}, valeur identique à celle trouvée lors de la première série (voir p.31). Ceci n'est pas surprenant, car dans un sol cohérent, le frottement est davantage influencé par la cohésion que par la contrainte latérale, surtout à l'échelle de ces essais.

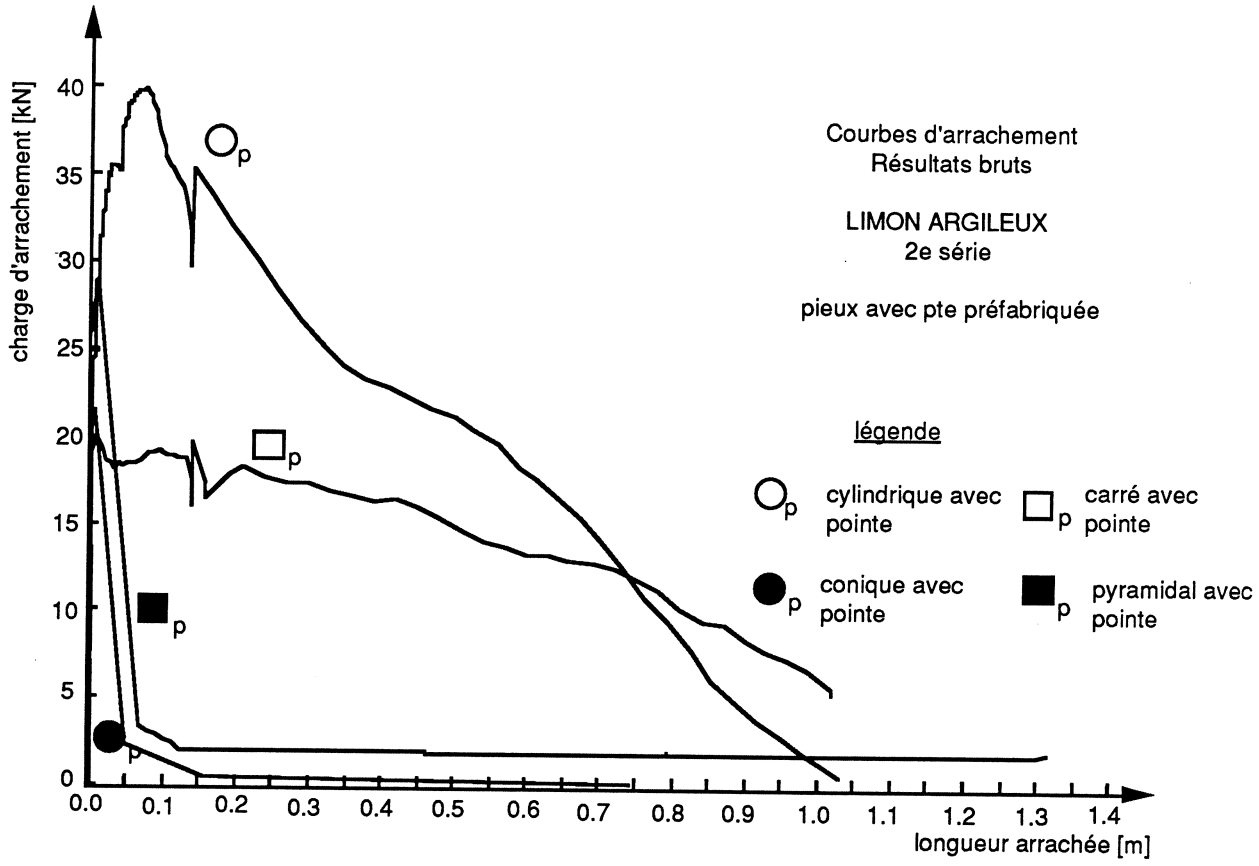


Figure 37: Courbes d'arrachement, 2e série, limon argileux, pieux avec pointe préfabriquée

La présence de la pointe préfabriquée ne semble pas influencer le comportement à l'arrachement.

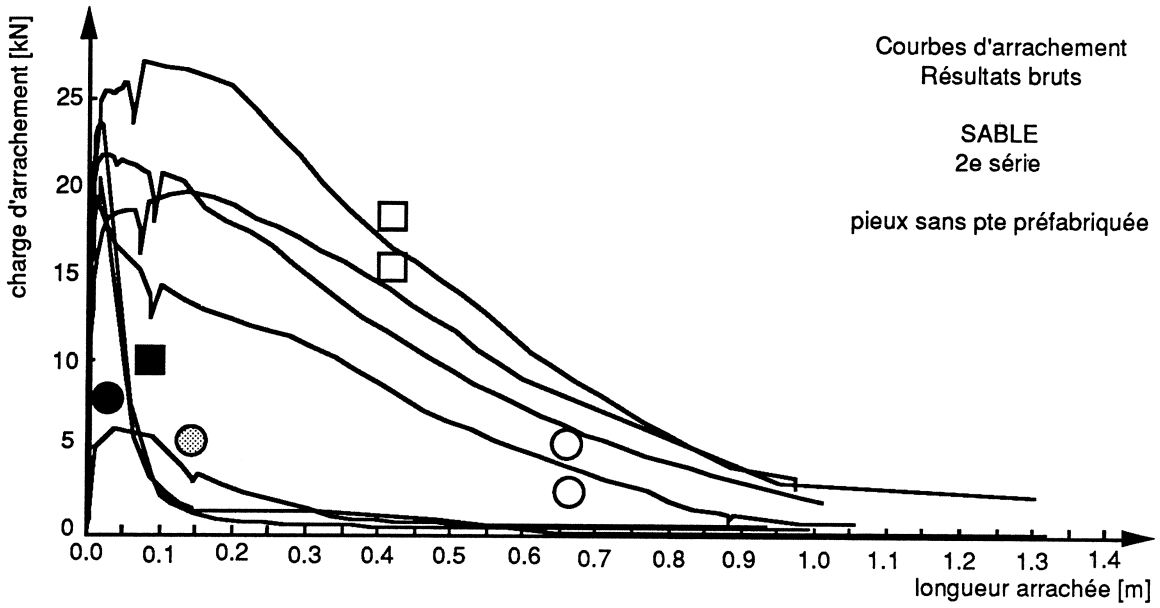


Figure 38: Courbes d'arrachement, 2e série, sable, pieux sans pointe préfabriquée

Une courbe moyenne des résultats des pieux à section constante (2xcarré et 2xcylindrique) donne un frottement moyen de $\tau \approx 70$ kN·m^{-2}. Cette valeur représente une augmentation par rapport à la première série où le frottement moyen était de 26 kN·m^{-2} (voir p.34). Comme le frottement est une fonction de la contrainte latérale, on pourrait expliquer cette augmentation par:

- soit une augmentation de la contrainte latérale due au changement de longueur des pieux de la deuxième série (1.3 m par rapport à 0.8 m),
- soit un serrage général dans le massif de la deuxième série dû à un nombre plus élevé de pieux (14 par rapport à 7).

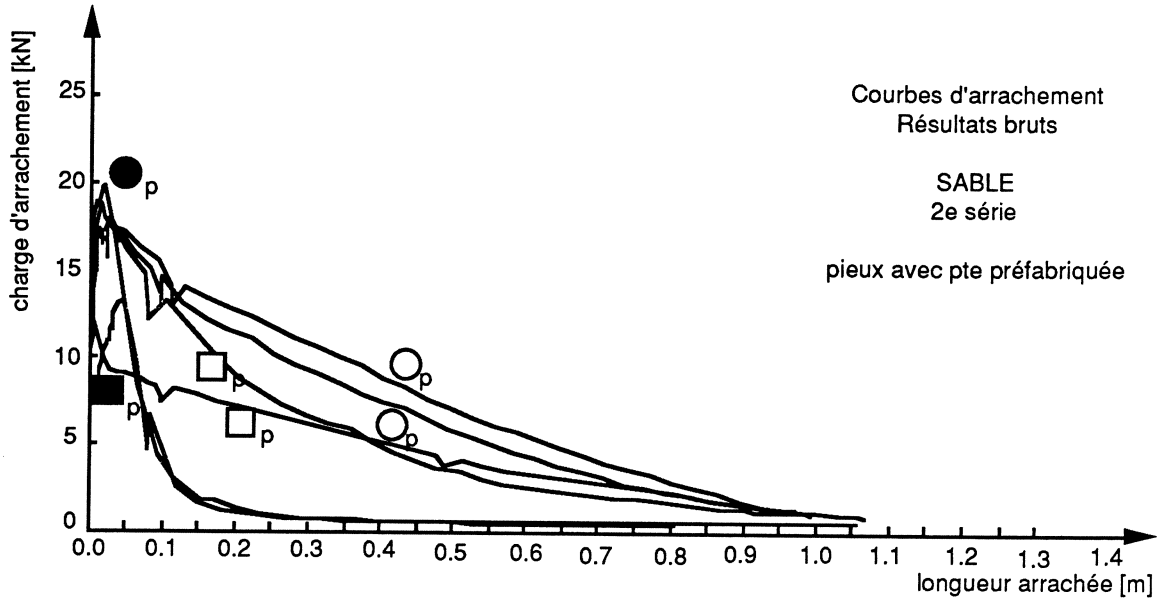


Figure 39: Courbes d'arrachement, 2e série, sable, pieux avec pointe préfabriquée

Comme dans le limon argileux, la présence de la pointe préfabriquée ne semble pas influencer le comportement à l'arrachement.

V. Interprétation des résultats

L'interprétation des résultats des deux séries d'essais sur pieux a été exécutée selon les deux préscriptions suivantes:

- celle de la norme suisse, S.I.A. 192[7]
- celle du Laboratoire central des ponts et chaussées, L.C.P.C.[6]

Chacune de ces directives fournit des indications concernant l'exécution d'un essai de chargement statique par paliers, ainsi que des recommandations pour l'exploitation et l'interprétation des résultats.

V.1 Norme S.I.A. 192

Le but d'un essai de charge statique est de permettre un dimensionnement de pieux pour un site donné sur la base des connaissances de la charge limite d'un pieu d'essai. L'essai implique un chargement par paliers jusqu'à au moins 1.5 fois la charge de service probable, et jusqu'à la charge limite de rupture, si possible. Pendant l'essai, le tassement en tête de pieu est reporté en fonction de la charge appliquée. Le domaine de charge limite est caractérisé par une accélération de tassement durant un palier de charge maintenue constante. Si l'essai se déroule selon les règles prescrites dans la norme (durées des paliers et maintien constant des charges), l'exploitation des résultats consiste à diviser la charge limite de rupture par un facteur de sécurité de 2.0 pour trouver la charge admissible de service.

Les tableaux 14 et 15 donnent les résultats des essais statiques des pieux de la première série et de la deuxième série. Pour chaque forme de pieu, dans les deux types de sol, on indique: la charge ultime de l'essai, la charge ultime divisée par le facteur de sécurité de 2.0 et le tassement final de l'essai.

Tableau 14: Interprétation des essais statiques de la première série(L=0.8 m) selon la norme S.I.A. 192

Pieu	$Q_{adm\ SIA} = (Q_{ultime})/2$ [kN]	Tassement à $(Q_{ultime})/2$ [mm]
LIMON ARGILEUX		
cylindrique	7.13	0.5
conique	6.88	0.0
carré	6.00	0.7
pyramidal	8.75	0.0
SABLE		
cylindrique	24.75	2.6
cylindrique/pte	20.25	1.7
conique	18.70	1.3
carré	29.30	3.3
pyramidal	32.00	1.7

Tableau 15: Interprétation des essais statiques de la deuxième série(L=1.3 m) selon la norme S.I.A. 192

Pieu	$Q_{adm\ SIA} = (Q_{ultime})/2$ [kN]	Tassement à $(Q_{ultime})/2$ [mm]
LIMON ARGILEUX		
cylindrique	20.75	0.8
cylindrique/pte	19.00	0.8
conique	16.00	0.6
conique/pte	16.90	1.0
carré	23.00	0.6
carré/pte	17.50	0.4
pyramidal	20.75	0.8
pyramidal/pte	20.50	0.8
SABLE		
cylindrique	47.25	2.4
cylindrique	52.50	2.0
cylindrique/pte	41.50	1.6
cylindrique/pte	41.75	1.8
conique	48.50	1.8
conique/pte	43.75	1.6
carré	67.00	3.4
carré	63.65	3.0
carré/pte	55.75	1.8
carré/pte	52.50	3.2
pyramidal	66.00	1.4
pyramidal/pte	58.75	2.8

V.2 Directives L.C.P.C.

Le but d'un essai de chargement statique est de préciser la valeur de la charge nominale, charge maximale que peut supporter le pieu tout en demeurant stable. La méthode consiste à appliquer des charges sur la tête du pieu suivant un programme bien déterminé et à mesurer les déplacements correspondants de la tête. Une analyse des déplacements en fonction du temps pour chaque palier de charge permet de trouver une charge de fluage, qui permet de déterminer la charge admissible. En conséquence, la charge de service ne s'obtient pas en divisant la charge ultime d'essai par un facteur de sécurité, mais en divisant la charge de fluage par un facteur de 1.4.

Le tableau 16 montre les mesures de charge ultime pour les pieux de la première série, ainsi que la charge de fluage pour chaque forme de pieu, la charge de fluage divisée par le facteur 1.4 et le rapport entre la charge de fluage et la charge ultime. Les détails sur le calcul de la charge de fluage se trouvent à l'annexe 4 de ce rapport.

Tableau 16: Interprétation des essais statiques de la première série(L=0.8 m) selon les directives L.C.P.C.

Pieu	Q_{fluage} [kN]	Tassement à Q_{fluage} [mm]	$Q_{adm\ LCPC} = Q_{fluage}/1.4$ [kN]	Tassement à $Q_{adm\ LCPC}$ [mm]	Q_{fluage}/Q_{ult} [-]
LIMON ARGILEUX					
cylindrique	12.20	2.70	8.71	0.95	0.86
conique	11.70	1.90	8.36	0.14	0.85
carré	10.50	7.60	7.50	1.22	0.88
pyramidal	12.00	0.50	8.57	0.10	0.69
SABLE					
cylindrique	41.00	6.30	29.28	2.90	0.83
cylind./pte	32.50	4.00	23.21	1.90	0.80
conique	29.00	4.50	20.71	1.60	0.78
carré	43.00	5.20	30.71	3.50	0.73
pyramidal	47.00	2.60	33.57	1.90	0.73

Le tableau 17 donne les résultats de la deuxième série d'essais sur pieux selon les directives L.C.P.C.

Tableau 17: Interprétation des essais statiques de la deuxième série(L=1.3 m) selon les directives L.C.P.C.

Pieu	Q_{fluage} [kN]	Tassement à Q_{fluage} [mm]	$Q_{adm\ LCPC} = Q_{fluage}/1.4$ [kN]	Tassement à $Q_{adm\ LCPC}$ [mm]	Q_{fluage}/Q_{ult} [-]
LIMON ARGILEUX					
cylindrique	36.00	3.6	25.71	1.2	0.87
cylind./pte	32.50	3.4	23.21	1.0	0.86
conique	21.00	2.0	15.00	0.6	0.66
conique/pte	26.30	5.2	18.79	1.6	0.78
carré	42.00	4.8	30.00	1.4	0.91
carré/pte	28.00	1.6	20.00	0.4	0.80
pyramidal	35.00	3.0	25.00	1.2	0.84
pyram./pte	26.50	2.8	18.93	0.8	0.65
SABLE					
cylindrique	73.00	6.8	52.14	2.6	0.77
cylindrique	88.80	6.0	63.43	3.0	0.85
cylind./pte	65.00	6.0	46.43	2.0	0.78
cylind./pte	67.25	5.0	48.04	2.0	0.81
conique	67.50	3.6	48.21	1.8	0.70
conique/pte	62.50	2.8	44.64	1.8	0.71
carré	104.00	8.0	74.29	4.0	0.78
carré	98.00	6.8	70.00	3.6	0.77
carré/pte	90.00	8.4	64.29	2.4	0.81
carré/pte	80.00	6.4	57.14	3.6	0.76
pyramidal	82.00	3.2	58.57	1.2	0.62
pyram./pte	87.50	5.2	62.50	3.2	0.74

Les figures 40 et 41 montrent les charges de fluage de chaque pieu en fonction de la charge ultime d'essai statique pour les deux séries.

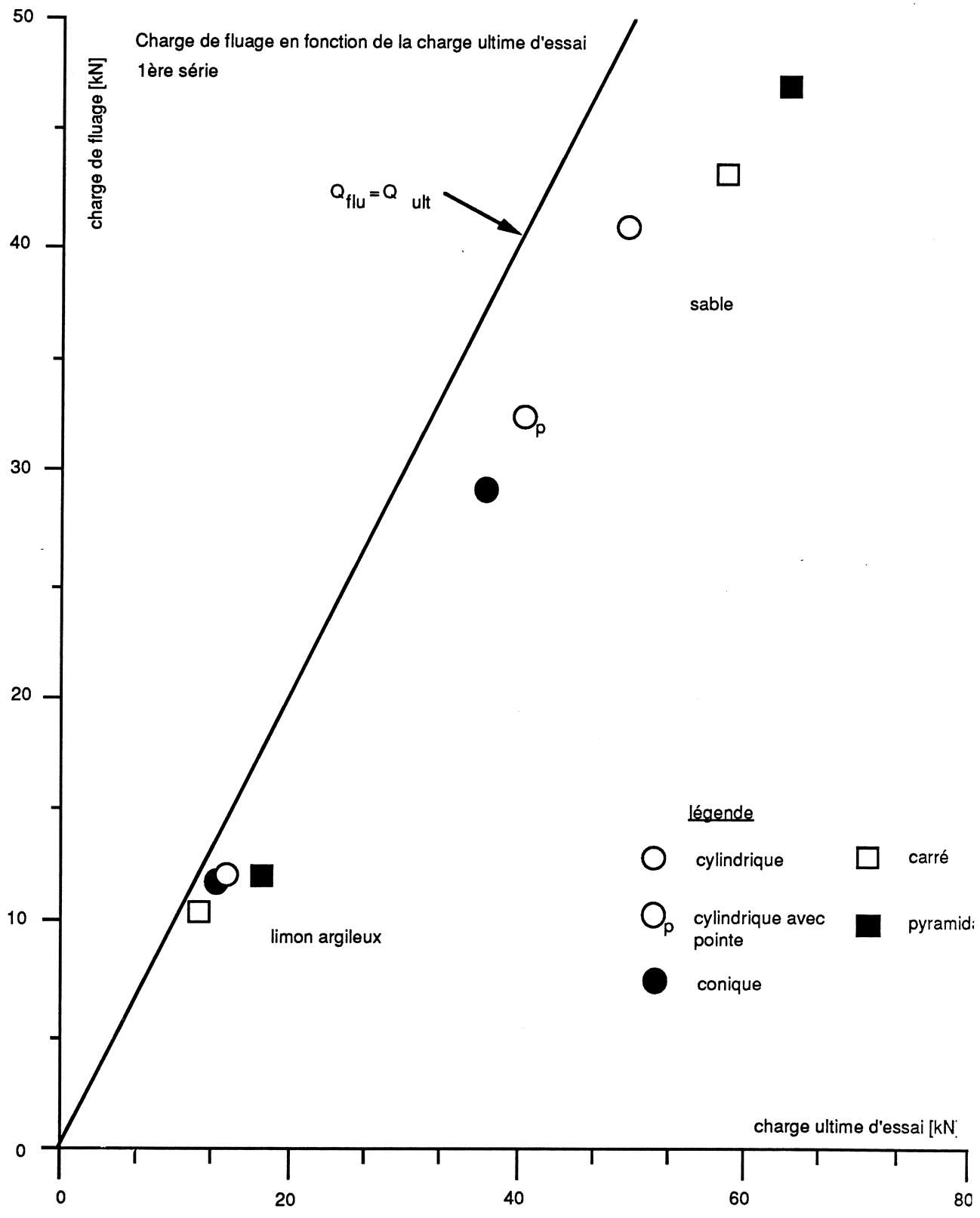


Figure 40: Charge de fluage en fonction de la charge ultime-1ère série

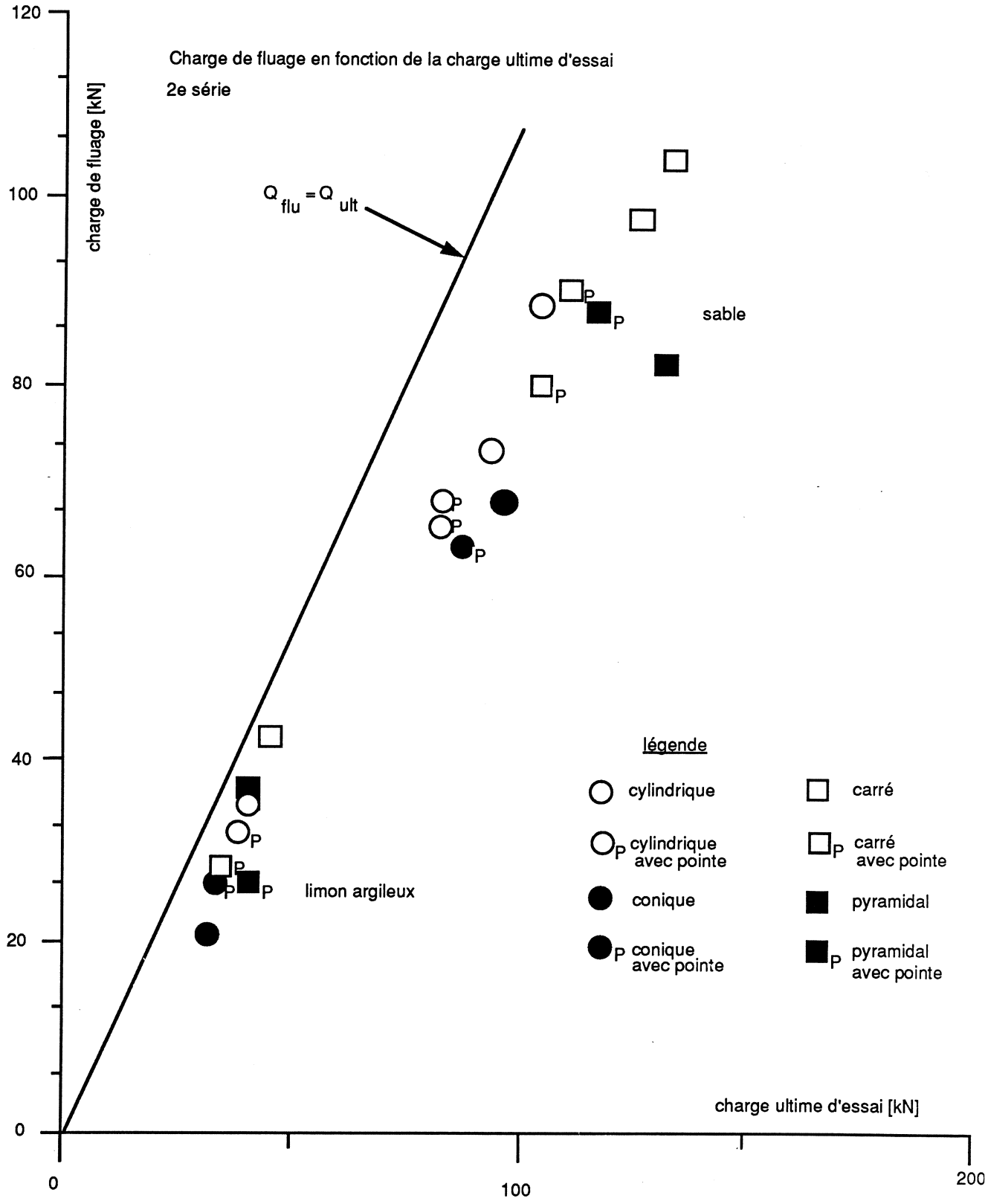


Figure 41: Charge de fluage en fonction de la charge ultime-2e série

Le tableau 18 compare les charges admissibles de service évaluées selon les deux directives pour les pieux de la première série.

Tableau 18: Comparaisons des deux méthodes d'interprétation pour la première série d'essais(L=0.8 m)

Pieu	Q admissible SIA [kN]	Q admissible LCPC [kN]	Q admissible SIA/ Q admissible LCPC [-]
LIMON ARGILEUX			
cylindrique	7.13	8.71	0.82
conique	6.88	8.36	0.82
carré	6.00	7.50	0.80
pyramidal	8.75	8.57	1.02
SABLE			
cylindrique	24.75	29.28	0.85
cylindrique/pte	20.25	23.21	0.87
conique	18.70	20.71	0.90
carré	29.30	30.71	0.95
pyramidal	32.00	33.57	0.95

On remarque systématiquement une charge admissible plus élevée selon la méthode L.C.P.C. pour les formes rondes (cylindrique et conique) dans les deux matériaux.

Le tableau 19 compare les charges admissibles de service selon les deux méthodes pour les pieux de la deuxième série.

Tableau 19: Comparaisons des deux méthodes d'interprétation pour la deuxième série d'essais(L=1.3 m)

Pieu	Q admissible SIA [kN]	Q admissible LCPC [kN]	Q admissible SIA/ Q admissible LCPC [-]
LIMON ARGILEUX			
cylindrique	20.75	25.71	0.81
cylindrique/pte	19.00	23.21	0.82
conique	16.00	15.00	1.07
conique/pte	16.90	18.79	0.90
carré	23.00	30.00	0.77
carré/pte	17.50	20.00	0.88
pyramidal	20.75	25.00	0.83
pyramidal/pte	20.50	18.93	1.08
SABLE			
cylindrique	47.25	52.14	0.91
cylindrique	52.50	63.43	0.83
cylindrique/pte	41.50	46.43	0.89
cylindrique/pte	41.75	48.04	0.87
conique	48.50	48.21	1.00
conique/pte	43.75	44.64	0.98
carré	67.00	74.29	0.90
carré	63.65	70.00	0.91
carré/pte	55.75	64.29	0.87
carré/pte	52.50	57.14	0.92
pyramidal	66.00	58.57	1.13
pyramidal/pte	58.75	62.50	0.94

La méthode L.C.P.C. fournit une charge admissible plus élevée pour presque toutes les formes de pieux. Font exceptions les pieux conique et pyramidal avec pointe préfabriquée dans le limon argileux, et le pieu pyramidal dans le sable, mais les différences restent très petites.

VI. Analyse des résultats

VI.1 Comparaison des résultats des formules de battage et des essais statiques de la première série

Le tableau 20 présente une comparaison des charges admissibles calculées par les quatre formules de battage et les charges admissibles déterminées par les deux méthodes décrites à la section V pour la première série d'essais sur pieux battus.

Tableau 20: Comparaison formules de battage et essais statiques-1ère série

Pieu	holland. Q_a [kN]	danoise Q_a [kN]	Crandall Q_a [kN]	Hiley Q_a [kN]	Q_{adm} SIA [kN]	Q_{adm} LCPC [kN]
LIMON ARGILEUX						
cylind.	11.3	19.4	11.3	14.8	7.13	8.71
conique	4.6	10.2	5.8	8.3	6.88	8.36
carré	9.5	18.8	10.5	14.1	6.00	7.50
pyram.	8.2	16.7	9.2	12.9	8.75	8.57
SABLE						
cylind.	25.5	28.6	19.0	13.2	24.75	29.28
cyl. pte	19.6	26.1	16.0	12.4	20.25	23.21
conique	13.3	20.7	12.8	11.2	18.70	20.71
carré	23.7	30.0	18.9	13.3	29.30	30.71
pyram.	24.6	30.0	18.5	13.6	32.00	33.57

On peut en tirer les conclusions suivantes:

Limon: Les formules de battage surestiment généralement la charge admissible; ceci s'explique logiquement par la mise en pression de l'eau interstitielle.

Sable: Les formules de battage hollandaise et danoise, établies pour de tels sols (en adaptant le coefficient de sécurité) sont assez proches des résultats statiques.

VI.2 Comparaison des charges limites lors du fonçage et des charges ultimes des essais statiques pour la deuxième série d'essais

La figure 42 donne une comparaison graphique des charges d'enfoncement statique et des charges ultimes d'essais statiques de la deuxième série.

Une analyse du graphique montre les tendances suivantes:

- dans le limon argileux, les formes à section variable ont des charges ultimes d'essai plus ou moins égales aux charges d'enfoncement, tandis que les pieux à section constante montrent de charges d'essai plus élevées. La présence d'une pointe préfabriquée ne semble pas modifier le comportement du pieu pour les formes à section variable, mais on remarque une légère différence pour les formes à section constante.

- dans le sable, trois des quatre pieux à section variable testés indiquent des charges ultimes d'essai bien plus petites que celles d'enfoncement, alors que les pieux à section constante montrent moins d'écart. Les pieux munis d'une pointe préfabriquée semblent montrer des charges ultimes d'essai plus proches de celles d'enfoncement que les pieux sans pointe.

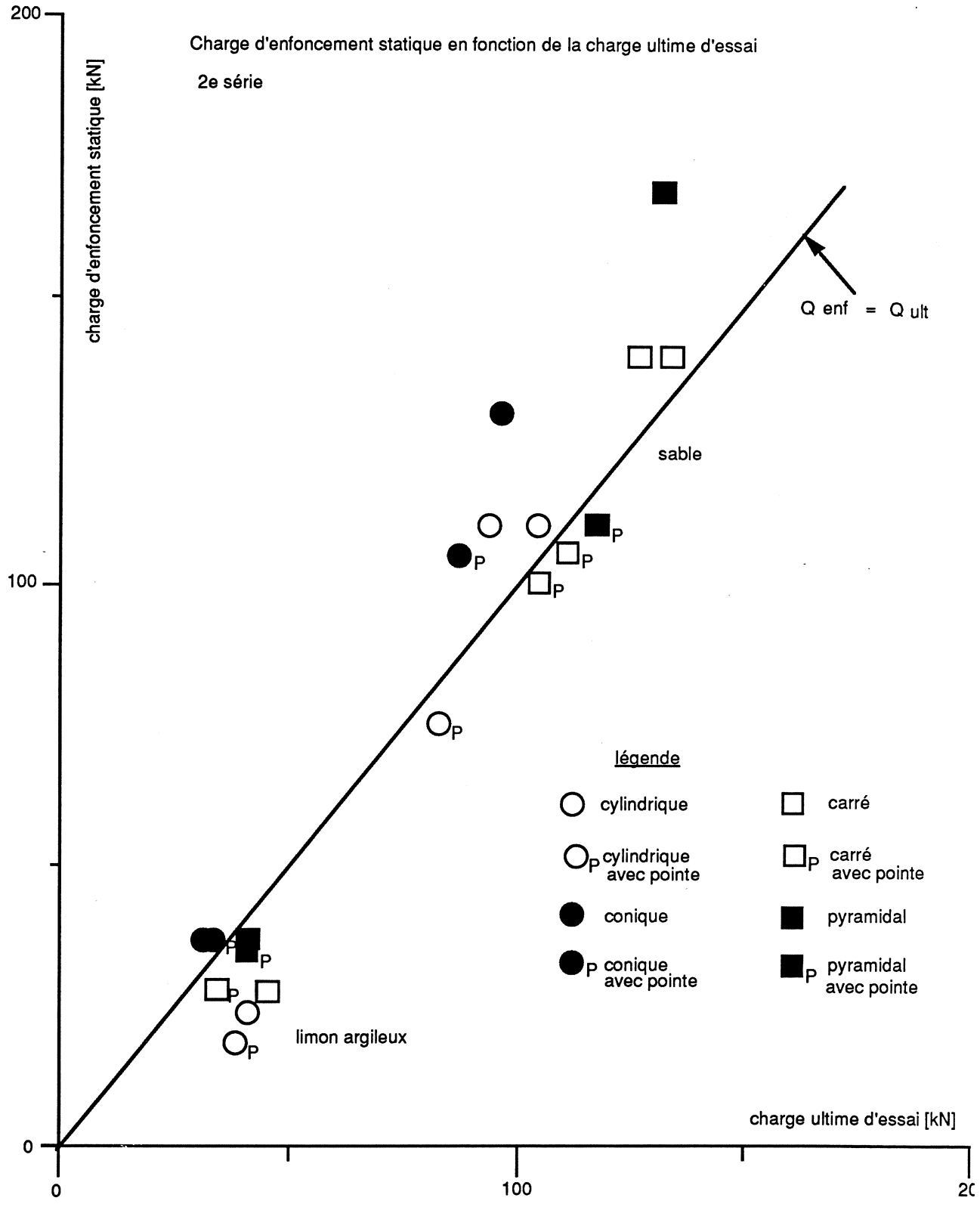


Figure 42: Charge d'enfoncement en fonction de la charge ultime d'essai

VI.3 Résistances unitaires

Les mesures de charges reprises en pied de pieu et en frottement latéral ont été faites pour les pieux de la deuxième série pendant l'installation par fonçage statique, ainsi que pendant les essais de chargement statiques. Ces mesures permettent une appréciation des résistances unitaires.

Les figures 43 à 46 présentent les valeurs de résistance unitaire pendant le fonçage de pieux dans les deux matériaux en fonction de la profondeur atteinte.

Les figures 47 à 50 présentent les valeurs de résistance unitaire pendant les essais statiques sur les pieux dans les deux matériaux en fonction du tassement en tête de pieu.

Les sections considérées sont la surface latérale réellement intéressée suivant la profondeur atteinte et la surface de la base des pieux pour la résistance de pointe.

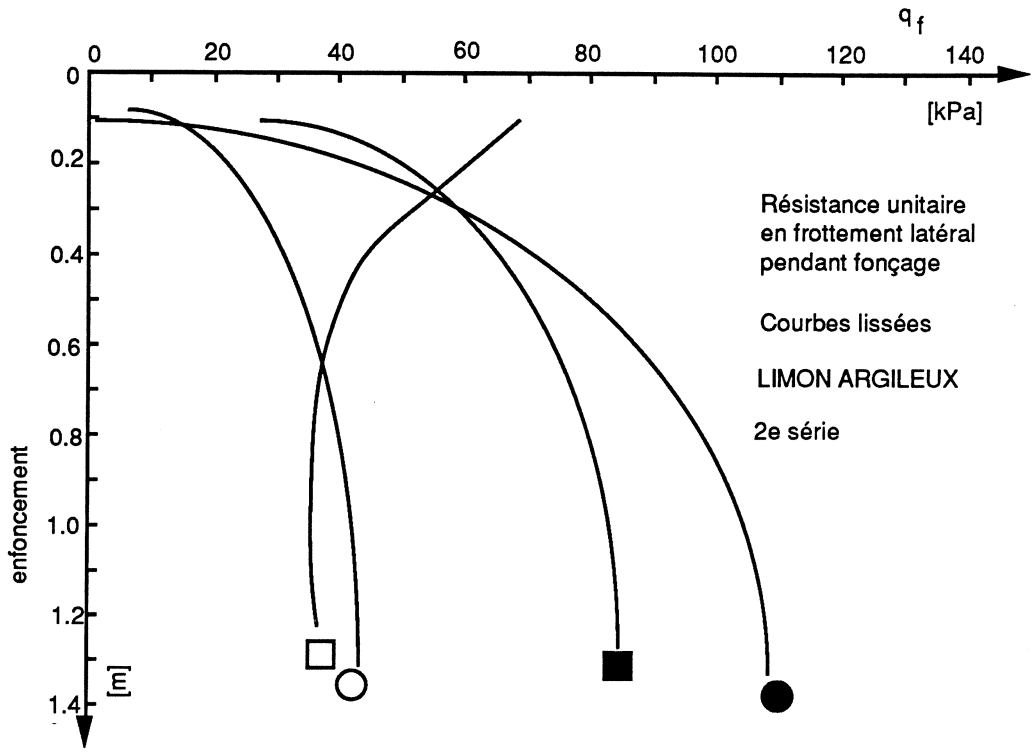


Figure 43: Résistance unitaire en frottement latéral pendant fonçage des pieux dans le limon argileux.

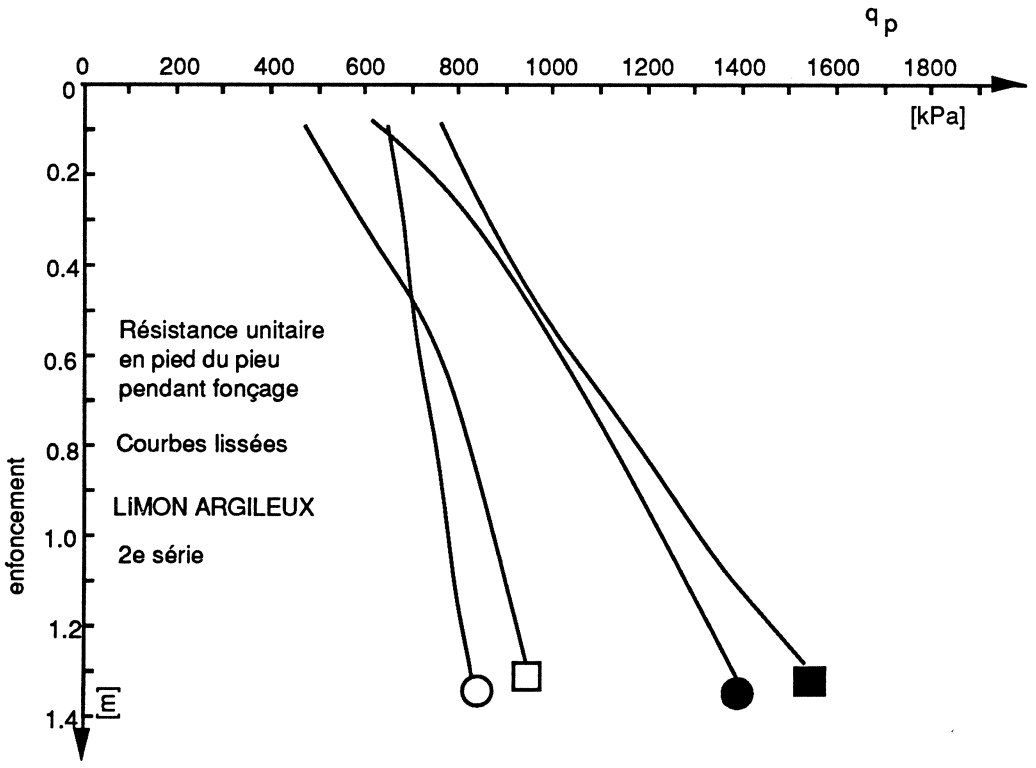


Figure 44: Résistance unitaire en pied pendant fonçage des pieux dans le limon argileux.

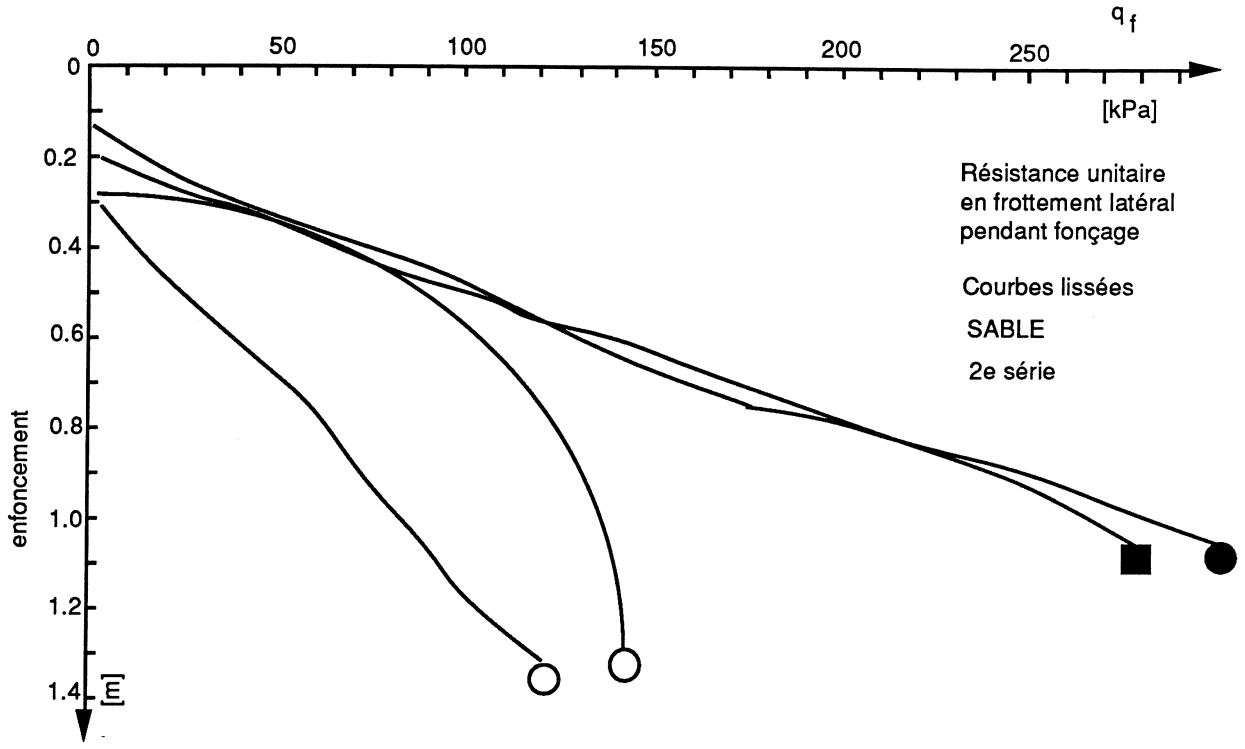


Figure 45: Résistance unitaire en frottement latéral pendant fonçage des pieux dans le sable.

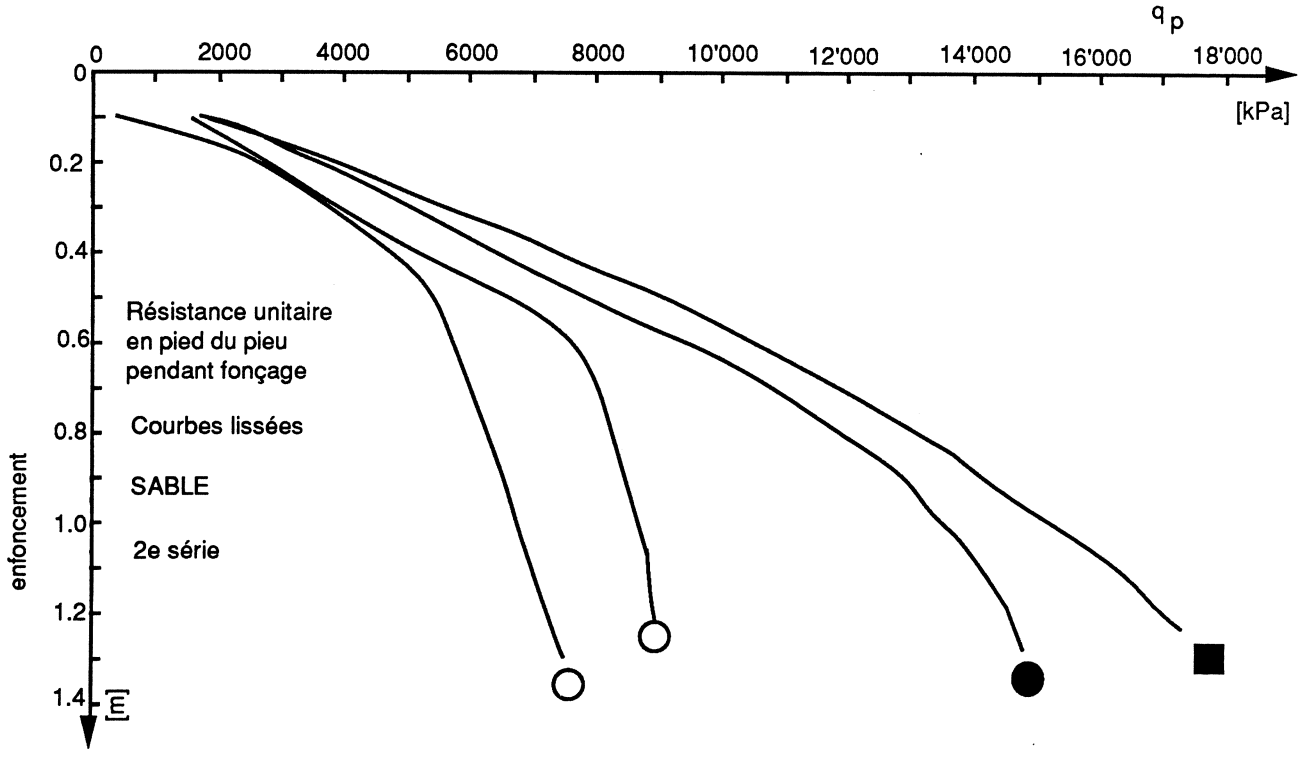


Figure 46: Résistance unitaire en pied pendant fonçage des pieux dans le sable.

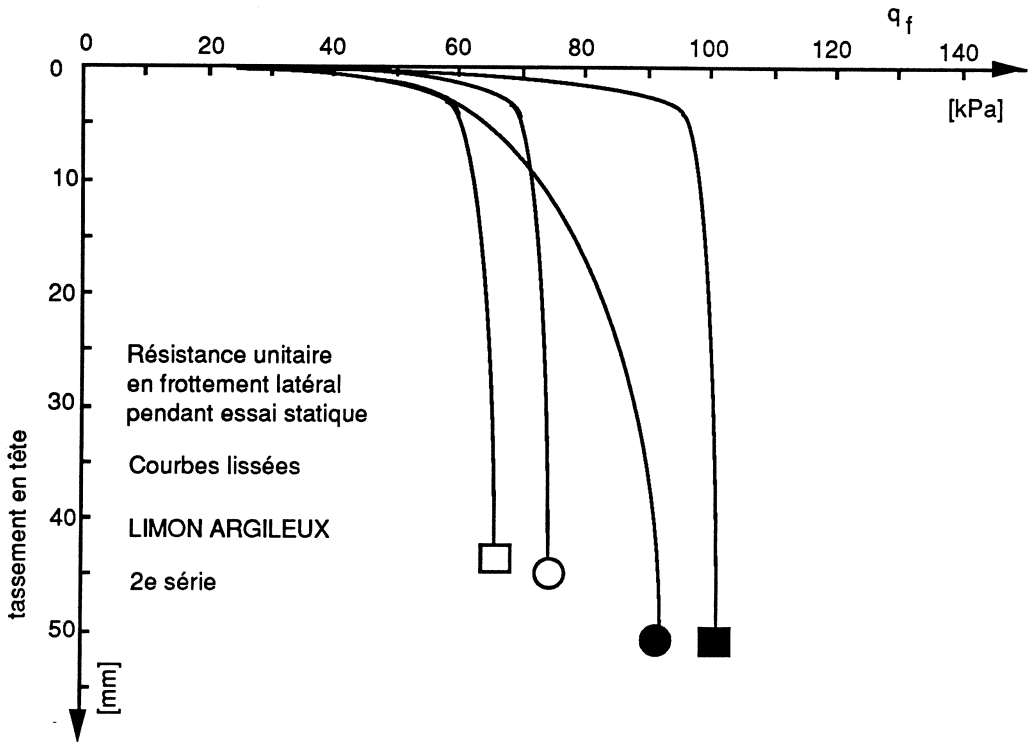


Figure 47: Résistance unitaire en frottement pendant les essais statiques des pieux dans le limon argileux.

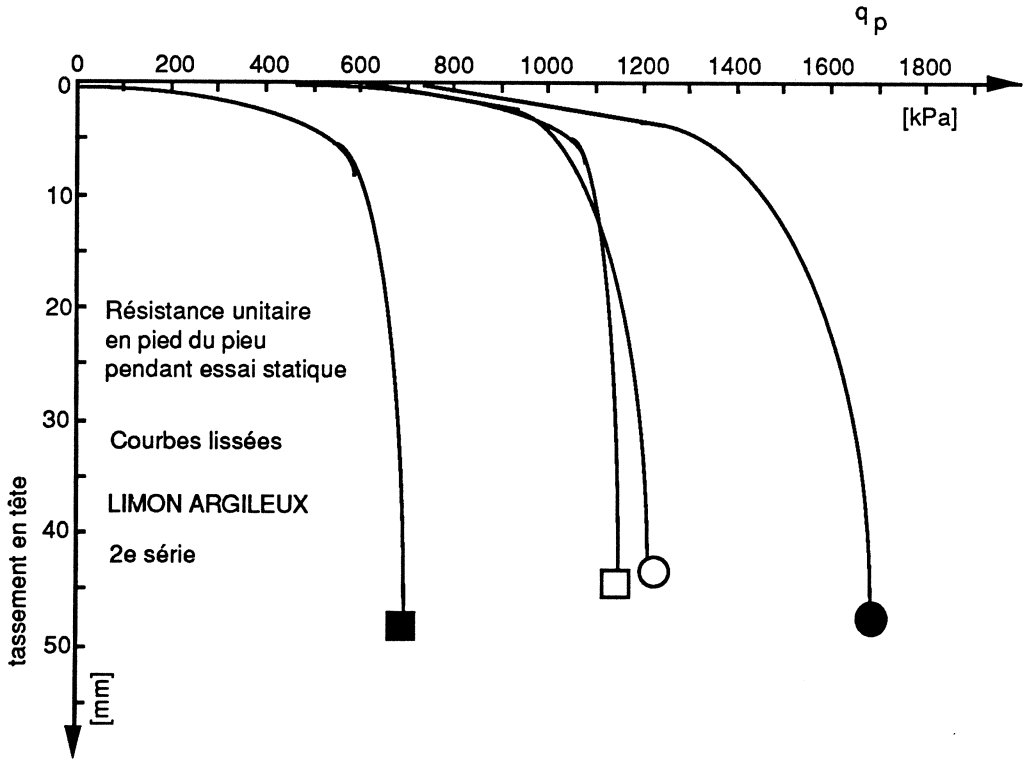


Figure 48: Résistance unitaire en pied pendant les essais statiques des pieux dans le limon argileux.

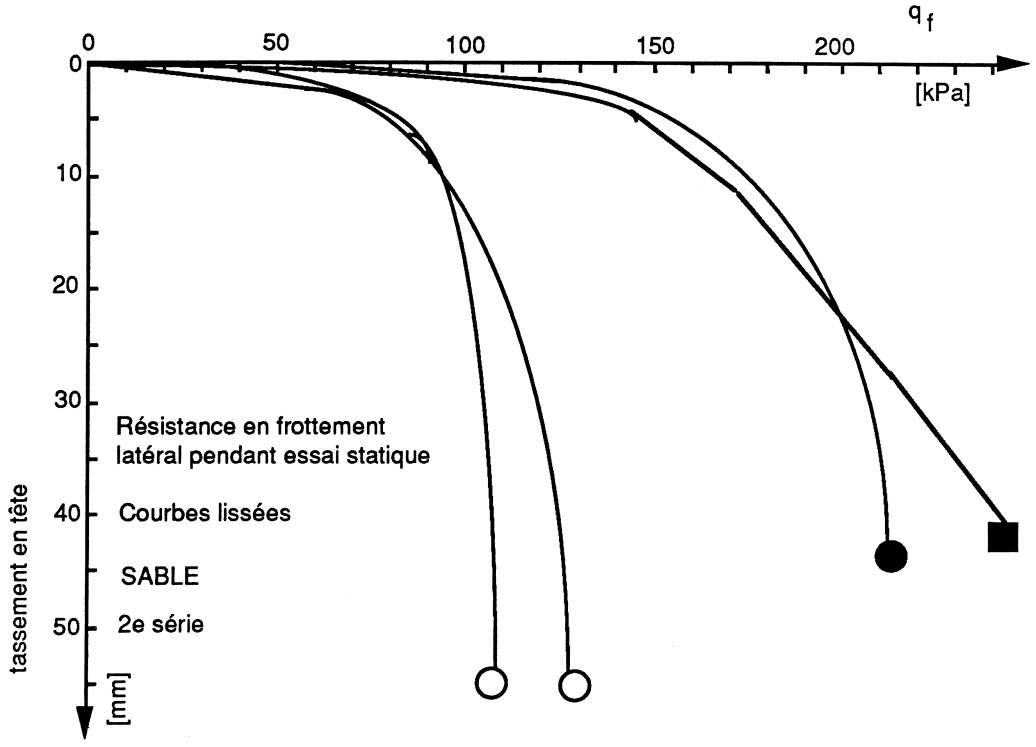


Figure 49: Résistance unitaire en frottement pendant les essais statiques des pieux dans le sable.

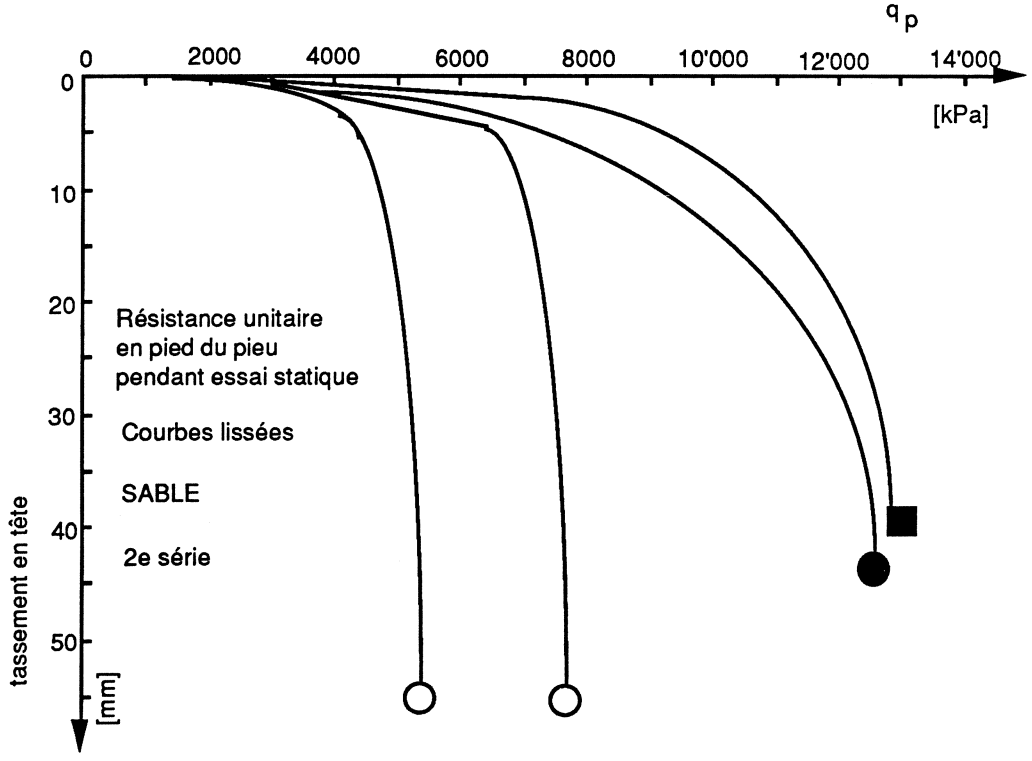


Figure 50: Résistance unitaire en pied pendant les essais statiques des pieux dans le sable.

Le tableau 21 résume les mesures des résistances unitaires ultimes pour les pieux dans les deux matériaux.

Tableau 21: Résumé des résistances unitaires ultimes pour la deuxième série d'essais(L=1.3 m)

Pieu	Résistance unitaire en frottement, q_f [kPa]	Résistance unitaire en pied, q_p [kPa]
Lors du fonçage:		
LIMON ARGILEUX		
cylind.	40	800
conique	110	1400
carré	35	950
pyram.	83	1500
SABLE		
cylind.	120 et 140	7300 et 8700
conique	310	15'000
pyram.	280	17'500
Lors des essais statiques:		
LIMON ARGILEUX		
cylind.	78	1230
conique	92	1680
carré	67	1170
pyram.	102	700
SABLE		
cylind.	117 et 128	5400 et 7700
conique	221	12'700
pyram.	234	13'000

La principale constatation est relative à l'influence favorable de la conicité; on remarque que les résistances unitaires en frottement latéral et en pied sont plus élevées pour les pieux à section variable que pour ceux à section constante lors du fonçage. On note la même tendance pendant les essais statiques, sauf en pied pour le cas des pieux pyramidal et carré dans le limon argileux.

Dans le sable, on remarque une nette différence d'allure entre les courbes des pieux à section variable et celles des pieux à section constante. Les pieux cylindriques montrent des résistances unitaires constantes à partir d'une certaine charge, tandis que les pieux conique et pyramidal montrent des résistances unitaires croissantes.

VI.4 Pourcentage de la charge totale en frottement latéral

Les mesures séparées de charge en pied et en fût permettent une analyse du pourcentage de la charge totale reprise par le frottement latéral.

Les figures 51 et 52 montrent le pourcentage de charge en frottement en fonction du tassement en tête pour les pieux dans le limon argileux lors du fonçage et des essais statiques, et les figures 53 et 54 montrent les mêmes résultats dans le sable.

Pour les pieux dans les deux matériaux, on constate, d'une façon générale, un pourcentage de la charge totale repris en frottement latéral plus élevé pour les pieux à section variable que pour ceux à section constante. Pendant les essais statiques, les pieux à section constante montrent une augmentation du pourcentage de la charge en frottement en fonction du tassement, tandis que les pieux à section variable montrent un pourcentage de charge en frottement maximum au départ.

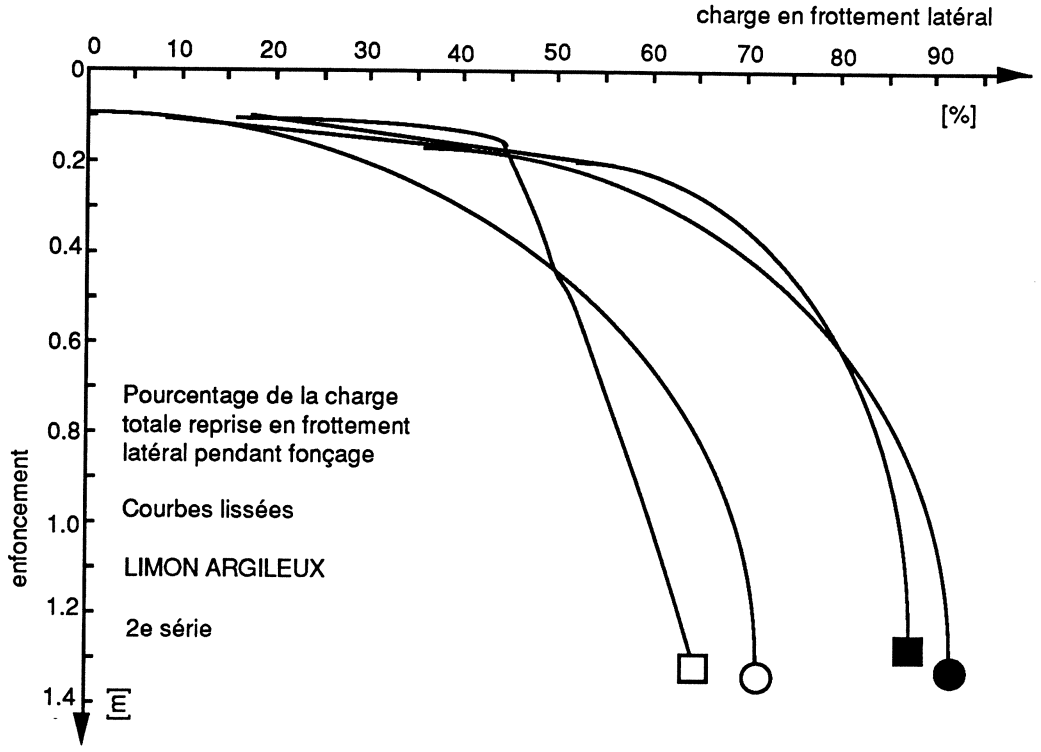


Figure 51: Pourcentage de la charge reprise en frottement pendant fonçage: LIMON ARGILEUX

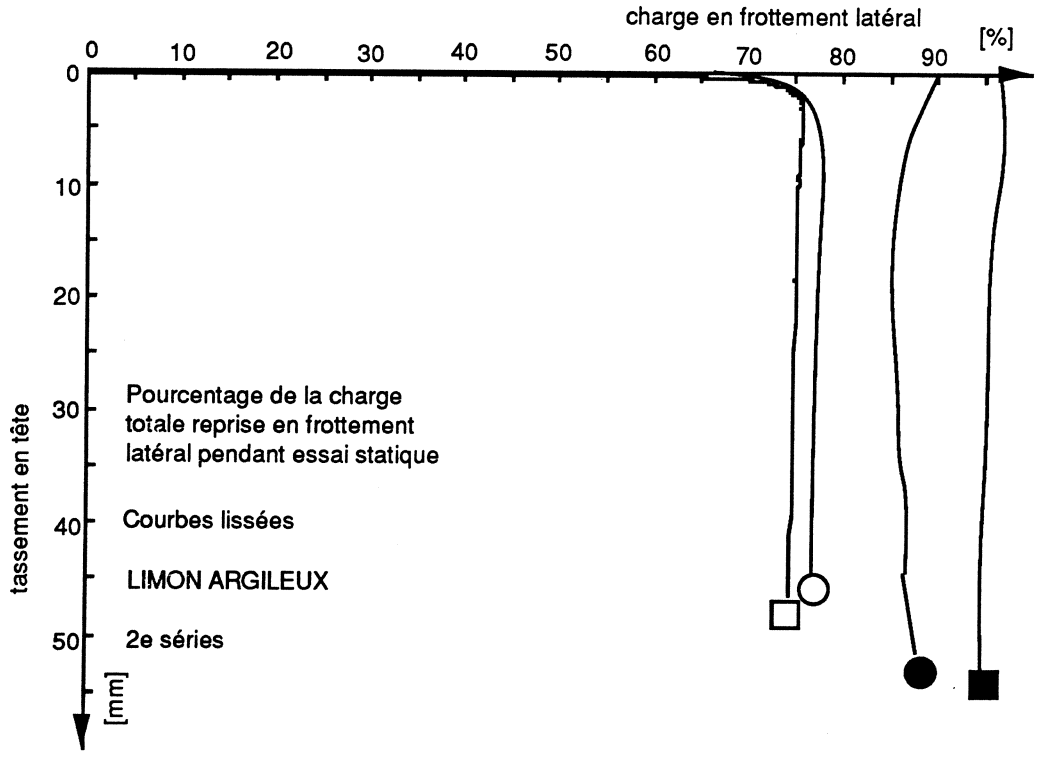


Figure 52: Pourcentage de la charge reprise en frottement pendant essais statiques: LIMON ARGILEUX

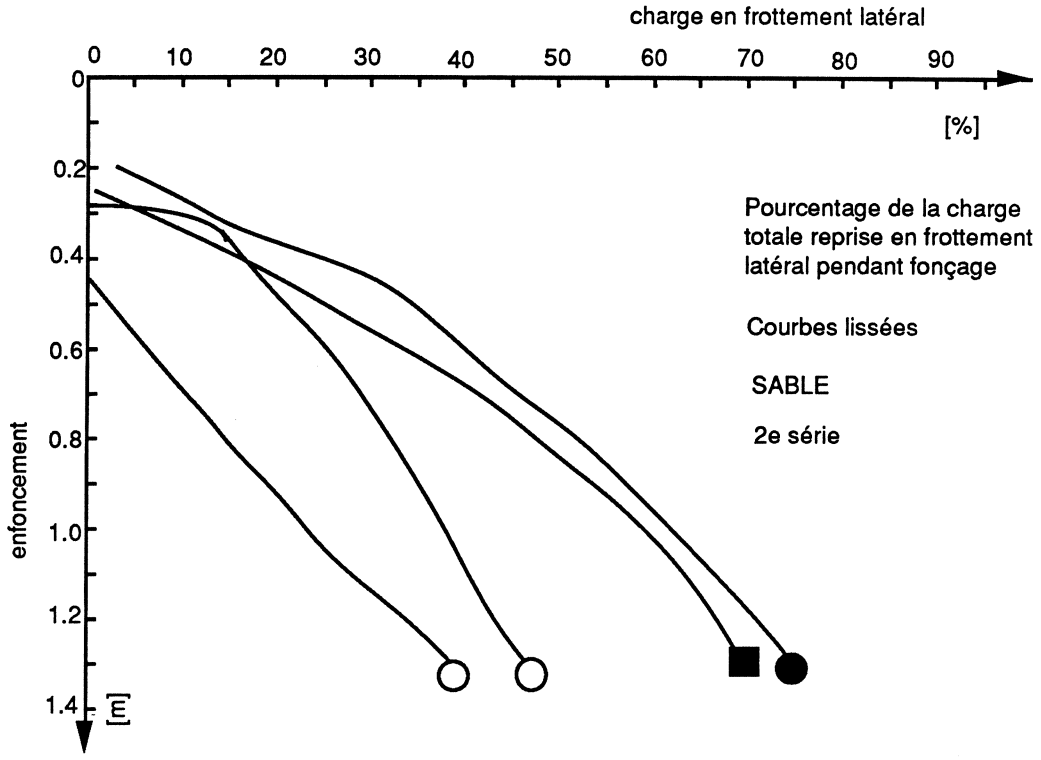


Figure 53: Pourcentage de la charge reprise en frottement pendant fonçage: SABLE

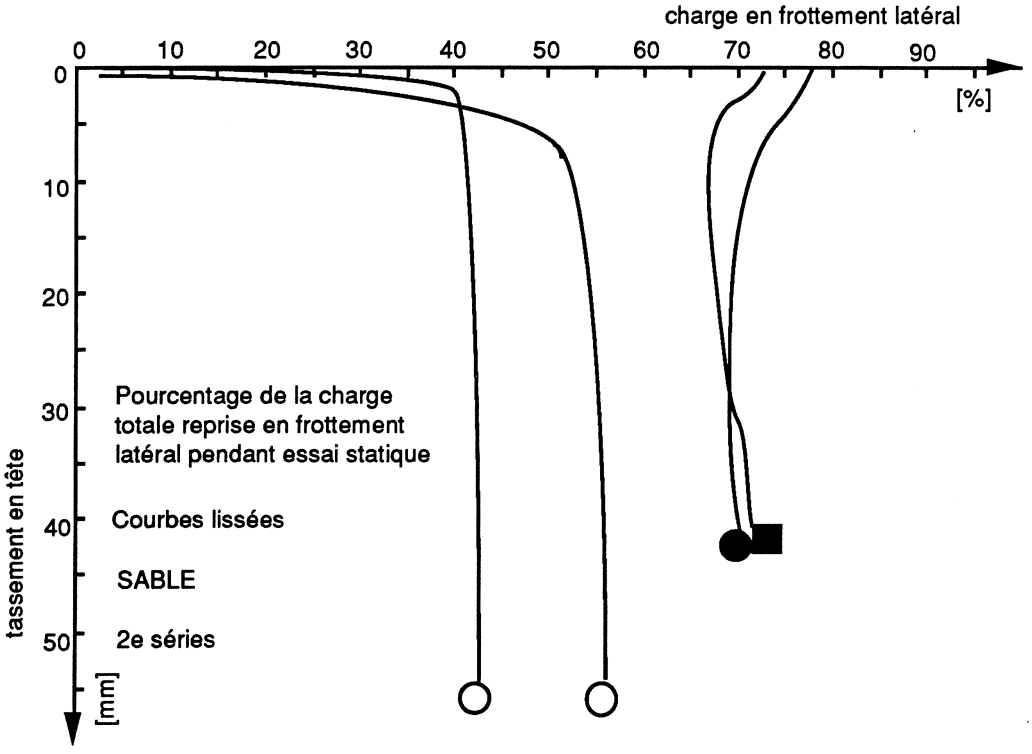


Figure 54: Pourcentage de la charge reprise en frottement pendant essais statiques: SABLE

VI.5 Analyse en fonction de la géométrie des pieux

Une analyse des résultats en fonction des rapports géométriques des pieux est essentielle à la compréhension des mécanismes de portance de ces pieux.

La géométrie des pieux des deux séries a été présentée aux tableaux 5 et 7 de ce rapport.

Les figures 55 et 56 présentent les charges ultimes d'essai en fonction de ces trois grandeurs géométriques pour les deux séries d'essais.

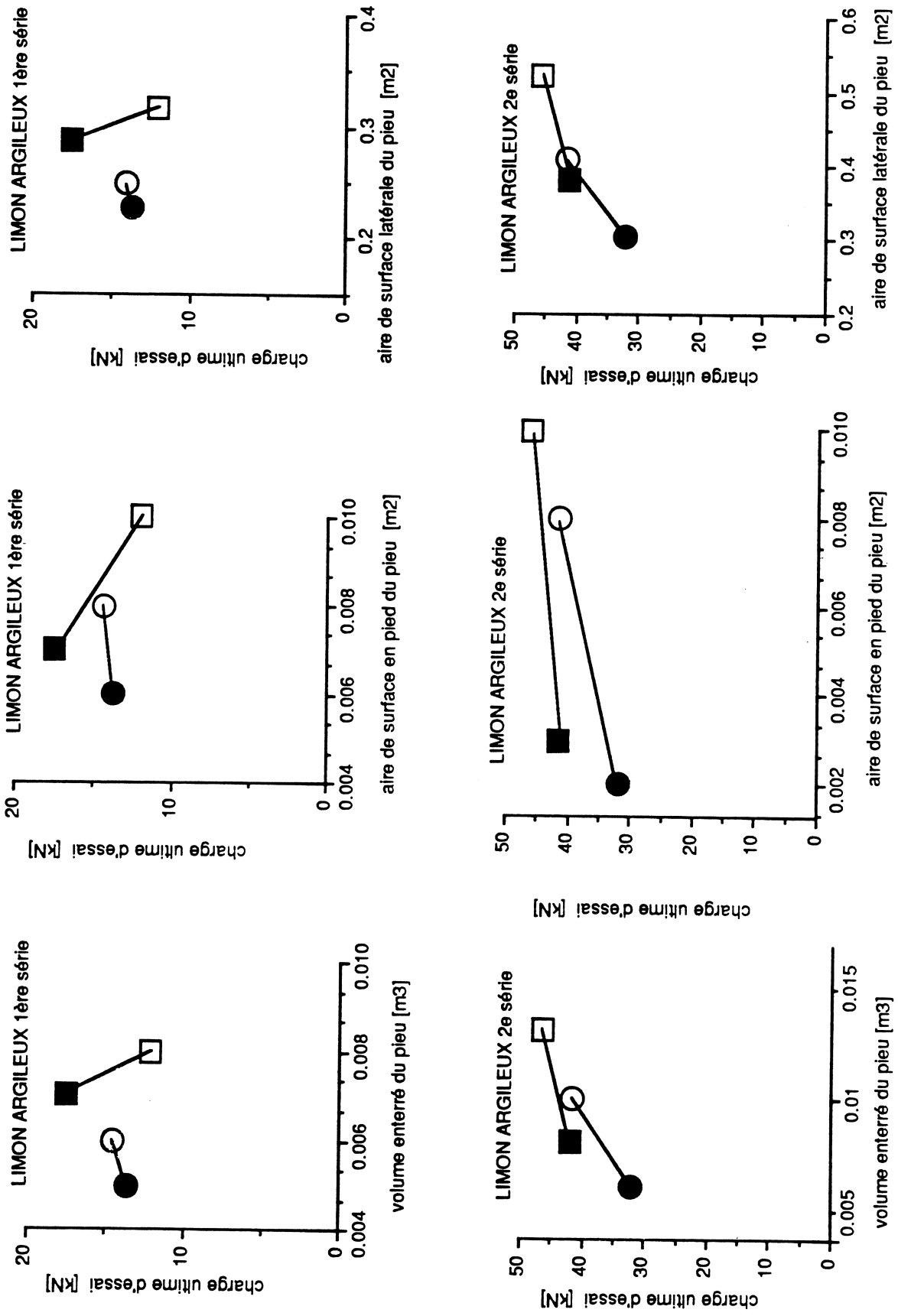


Figure 55: Charge ultime d'essai en fonction des grandeurs géométriques des pieux: LIMON ARGILEUX

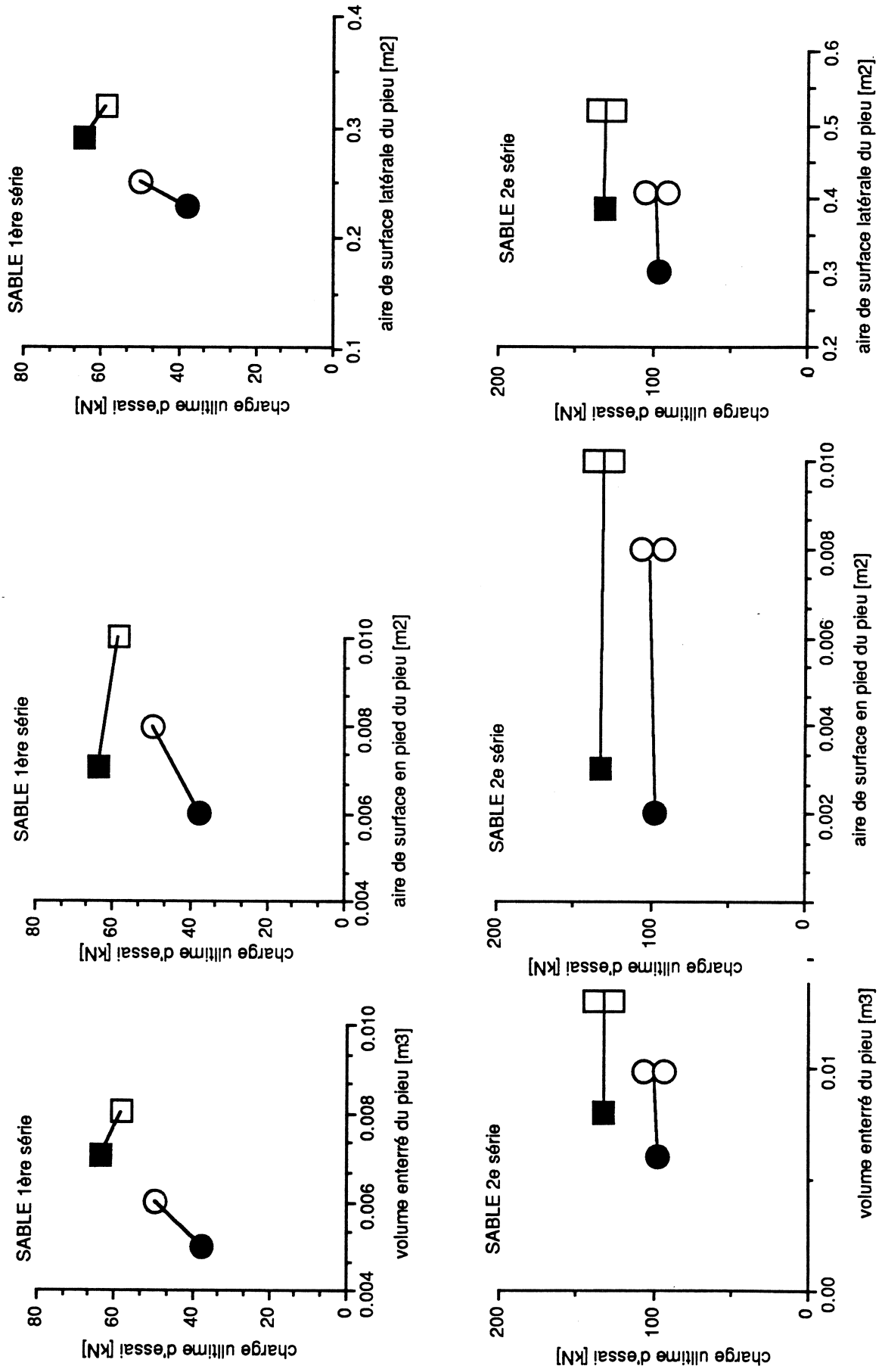


Figure 56: Charge ultime d'essai en fonction des grandeurs géométriques des pieux: SABLE

Pour faciliter l'exploitation de ces figures, des traits ont été dessinés entre les pieux à section variable et ceux à section constante.

On peut faire des constatations suivantes:

1ère série:
- influence très favorable de la variabilité de section pour les pieux à section carrée (augmentation de charge),
- influence inverse mais peu marquée pour les sections circulaires.

2e série:
- influence favorable de la variabilité de la section très nette dans le sable (pas d'augmentation de la charge) et moins marquée dans le limon.

Le tableau 22 présente des rapports entre les paramètres de volume et de surface des formes différentes pour les pieux de la deuxième série.

Tableau 22: Rapports géométriques des pieux de la deuxième série

Rapport entre les formes:	surface latérale [m^2/m^2]	surface en pied [m^2/m^2]	volume enterré [m^3/m^3]
conique/ cylindrique	0.304/0.408 = 0.75	0.002/0.008 = 0.25	0.006/0.010 = 0.60
pyramidal/ carré	0.387/0.520 = 0.74	0.003/0.010 = 0.30	0.008/0.013 = 0.62
cylindrique/ carré	0.408/0.520 = 0.78	0.008/0.010 = 0.80	0.010/0.013 = 0.77

Le tableau 23 présente les rapports entre les charges, unitaire et totale, pour les pieux de forme différente de la deuxième série d'essais dans les deux matériaux.

Tableau 23: Rapports entre les charges pour des pieux de forme différente.

Rapport entre les formes:	résistance unitaire en frottement [kPa/kPa]	résistance unitaire en pied [kPa/kPa]	charge totale d'essai [kN/kN]
LIMON ARGILEUX			
conique/ cylindrique	92/78 = 1.18	1680/1230 = 1.37	3200/4150 = 0.77
pyramidal/ carré	102/67 = 1.52	700/1170 = 0.60	4150/4600 = 0.90
cylindrique/ carré	78/67 = 1.16	1230/1170 = 1.05	4150/4600 = 0.90
SABLE			
conique/ cylindrique	221/117 à 128 = 1.89 à 1.73	12'700/5400 à 7700 = 2.35 à 1.65	9700/9450 à 10'500 = 1.03 à 0.92
pyramidal/ carré	panne technique	panne technique	13'200/12'730 à 13'400 = 1.04 à 0.99
cylindrique/ carré	panne technique	panne technique	9450 à 10'500/ 12'730 à 13'400 = 0.71 à 0.82

En comparant les charges totales d'essai sur pieux conique et cylindrique installés dans le limon argileux, on constate que le rapport des surfaces latérales est approximativement égal à celui des charges totales. La comparaison entre les pieux pyramidal et carré montre la même tendance. Cela semble indiquer que pour ce matériau, la charge totale d'essai est une fonction de la surface du pieu, indépendante de la conicité. Cependant, pour vérifier la validité de cette observation, il faudrait effectuer des essais sur des pieux coniques ou non, à surface latérale constante. Pour la comparaison entre pieux cylindrique et carré, il est possible de corréler la variation de portance au trois grandeurs géométriques. Les rapports géométriques sont sensiblement équivalents aux rapports de charges totales, et l'augmentation de portance semble être due principalement à l'accroissement de la surface latérale plutôt qu'à la forme de la section.

Dans le sable, le rapport des charges totales des pieux conique et cylindrique est voisin de l'unité. La surface latérale du pieu conique représentant 75% de celle du pieu cylindrique, on peut en déduire que la capacité portante ne dépend pas de ce paramètre. Comme dans le cas présent, tous les pieux ont subi un traitement identique, le seul paramètre restant à considérer est la conicité.

VII. Calcul de la capacité portante selon les connaissances actuelles

VII.1 Pieux à section constante

VII.1.1 Théorie

La capacité statique théorique d'un pieu isolé a été étudiée comme complément au programme expérimental. Les deux méthodes adoptées, celle de Meyerhof[9,10] et celle du Document Technique Unifié[11] sont exposées brièvement ici.

Dans un sol homogène, une charge appliquée en tête d'un pieu se transmet au terrain tant par frottement que par résistance de pointe. La charge limite Q_l s'obtient par addition des deux termes:

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{fl} \qquad (1)$$

où Q_{pl} = résistance de pointe $= A_p \cdot q_{pl}$
Q_{fl} = résistance de frottement $= A_f \cdot q_{fl}$

Première méthode:

Pour une fondation profonde, le terme de diamètre est négligeable par rapport à celui de profondeur. Meyerhof a proposé la formule suivante pour la résistance unitaire en pointe:

$$q_{pl} = 50\, N_{q\,max} \cdot \operatorname{tg}\phi + 2.6\, c \cdot N_c \qquad [kN \cdot m^{-2}] \qquad (2)$$

où N_{qmax}, N_c = coefficients de capacité portante = $f(\phi)$

Le frottement latéral unitaire q_f vaut:

$$q_f = \frac{\gamma L}{2} K_p \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{2\phi}{3}\right) + c \qquad (3)$$

Deuxième méthode:

Le Document Technique Unifié (D.T.U.) présente une méthode de dimensionnement similaire à celle de Meyerhof, avec quelques modifications établies sur la base d'observations du comportement réel des fondations profondes.

Ce document définit comme profonde une fondation dont l'élancement est supérieur ou égal à 6 et sa longueur au moins égale à 3 m. Dans le cas des pieux testés à la Halle Fosse, l'élancement est supérieur à 6 pour les deux séries d'essais, la longueur minimale n'étant pas un critère à retenir pour des modèles réduits.

Ce document préscrit l'équation suivante pour la résistance en pointe:

$$q_{pl} = a \cdot N_{qmax} + \lambda \cdot c \cdot N_{cmax} \qquad (4)$$

où a = terme constant ayant les dimensions d'une pression
= 50 $kN \cdot m^{-2}$
λ = coefficient de forme
N_{qmax}, N_{cmax} = coefficients selon Caquot et Kérisel

Le frottement latéral est donné par la formule:

$$Q_f = A_f \cdot q_f \qquad (5)$$

où q_f = frottement latéral unitaire présenté sous forme d'abaque, en fonction du type de sol et de la méthode de mise en place

soit : pour un sable compact: $q_f \approx 100\ kN \cdot m^{-2}$
pour du limon: $q_f \approx 35\ kN \cdot m^{-2}$

VII.1.2 Paramètres

Le tableau 24 résume les paramètres géotechniques et les coefficients employés pour les calculs de dimensionnement dans le cas d'un pieu cylindrique.

Tableau 24: Paramètres géotechniques et coefficients employés pour le calcul théorique de la portance

Sol	γ [kN·m^{-3}]	ϕ [°]	c [kN·m^{-2}]	tg(2/3)ϕ [-]	N_{qmax} [-]	N_c [-]	N_{cmax} [-]	K_p [-]
sable	20	35	0	0.43	136	-	-	3.69
limon(ϕ',c')	22	28	12	0.34	45	40	80	2.77
limon(ϕ_u,c_u)	22	17	30	0.20	9	17	25	1.83

VII.1.3 Résultats et comparaison avec les essais

Les tableaux 25 et 26 présentent la capacité portante théorique pour un pieu cylindrique des deux séries d'essais dans le limon argileux et dans le sable selon les méthodes décrites au-dessus, ainsi qu'un rappel des résultats d'essais statiques.

LIMON ARGILEUX:

Tableau 25: Capacité portante du pieu cylindrique: LIMON ARGILEUX

	Calculs							Essais		
série	méth.	caract.	q_{pl} [kPa]	q_f [kPa]	Q_{pl} [kN]	Q_f [kN]	Q_{tot} [kN]	Q_p [kN]	Q_f [kN]	Q_{tot} [kN]
1	1	eff.	2444	20.3	19.2	5.1	24.3			
1	1	tot.	1464	33.2	11.7	8.3	20.0			14.3
1	2	eff.	3498	35	27.5	8.8	36.3			
1	2	tot.	1425	35	11.2	8.8	20.0			
2	1	eff.	2444	25.5	19.2	10.4	29.6			
2	1	tot.	1464	35.2	11.7	14.4	26.1	9.5	32	41.5
2	2	eff.	3498	35	27.5	14.3	41.8			
2	2	tot.	1425	35	11.2	14.3	25.5			

Une comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales permet les constatations suivantes:

- L'ordre de grandeur de Q_{tot} des essais est plus ou moins vérifié par la valeur totale (ϕ_u, c_u) dans la 1ère série et par la valeur effective (ϕ', c') dans la 2e.
- La part du frottement latéral est nettement sous-estimée par les valeurs théoriques.
- Le frottement latéral est probablement mieux mobilisé dans la 2e série que dans la 1ère à cause des tassements plus élevés (50 mm par rapport à 20 mm).
- L'augmentation de Q_{tot} en fonction de la longueur est beaucoup plus importante dans les essais (3 fois) que d'après la théorie (1.3 à 1.5 fois).

SABLE:

Tableau 26: Capacité portante du pieu cylindrique: SABLE

	Calculs						Essais		
série	méth.	q_{pl} [kPa]	q_f [kPa]	Q_{pl} [kN]	Q_f [kN]	Q_{tot} [kN]	Q_p [kN]	Q_f [kN]	Q_{tot} [kN]
1	1	4760	12.7	37.4	3.2	40.6			
1	2	6700	100.0	52.6	25.1	77.7			49.5
2	1	4760	20.7	37.4	8.5	45.9			
2	2	6700	100.0	52.6	40.8	93.4	52	48	100.0

Une comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales permet des constatations suivantes:

- L'ordre de grandeur de Q_{tot} d'essai est plus ou moins vérifié.
- Le frottement latéral est probablement mieux mobilisé dans la 2e série que dans la 1ère à cause des tassements plus importants.
- La valeur de la résistance en pointe dans la 2e série est plus ou moins vérifiée.

- La valeur de la résistance en frottement latéral est plus forte dans les essais que selon la théorie, mais est plus ou moins vérifiée avec la valeur de frottement limite.
- L'augmentation de Q_{tot} en fonction de la longueur est beaucoup plus importante dans les essais (2 fois) que d'après la théorie.

VII.2 Pieux à section variable

VII.2.1 Théorie

Une méthode de dimensionnement des pieux coniques est exposée par Norlund[12]. Cette méthode est valable uniquement pour les pieux flottants installés dans des sols sans cohésion. Elle est une des rares méthodes existantes qui prend en compte la conicité du pieu dans le calcul de la quote-part de la charge totale en frottement latéral. Le calcul de la résistance en pointe n'est pas traité par cette méthode et peut être déterminée par la méthode de Meyerhof exposée ci-dessus (éq. 2).

Norlund propose que la résistance latérale d'un pieu dépend des paramètres suivants:

- l'angle de frottement interne du sol,
- l'angle de frottement pieu - sol,
- l'angle de conicité du pieu,
- le poids spécifique du sol,
- la longueur du pieu,
- le périmètre du pieu,
- le volume de sol déplacé par unité de longueur du pieu,

et peut être donnée par la formule:

$$Q_f = \sum_{z=0}^{z=L} K_\delta \cdot P_z \cdot \sin(\omega + \delta) \cdot \sec \omega \, C_z \Delta z \qquad (6)$$

où K_δ = le rapport entre 1) le résultat des contraintes effectives normale et tranchante sur un plan de cisaillement qui passe par un point donné, et 2) la contrainte verticale effective en ce point

z = profondeur

P_z = contrainte verticale effective
ω = angle de conicité du pieu
δ = angle de frottement pieu - sol
$\sec\omega \cdot C_z \cdot \Delta z$ = surface latérale du pieu
L = longueur du pieu

La figure 57 montre les paramètres considérés:

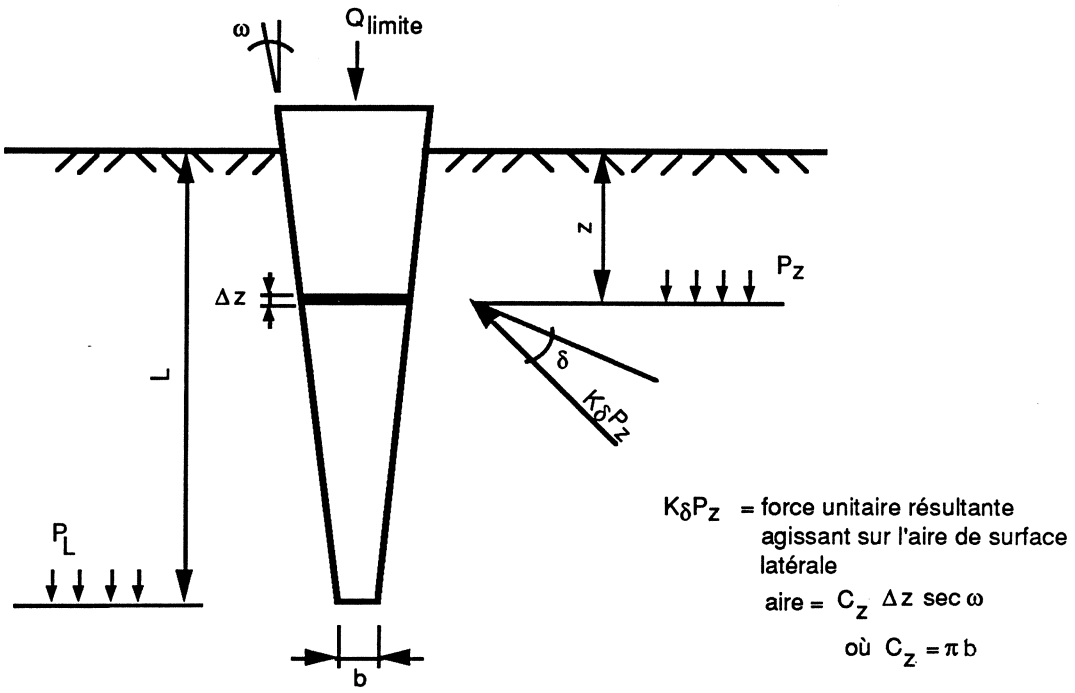


Figure 57: Schéma d'un pieu conique avec termes utilisés dans l'équation de résistance en frottement latéral

L'équation (6) peut être simplifiée en admettant un angle de conicité ω inférieure à 1°. Dans ce cas, l'équation de la résistance en frottement latéral devient:

$$Q_f = \sum_{z=0}^{z=L} K_\delta \cdot P_z \cdot \sin(\delta) \cdot A_l \qquad (7)$$

Pour $\delta = (2/3)\phi$, on peut calculer la résistance unitaire par l'expression suivante:

$$q_f = K_\delta \cdot \frac{\gamma L}{2} \cdot \sin\left(\frac{2\phi}{3}\right) \qquad (8)$$

Le coefficient K_δ est fonction directe de ϕ, δ et ω, et se détermine d'une façon semi-empirique. Une connaissance de ces trois angles permet de trouver la valeur de K_δ au moyen d'abaques fournis par Norlund.

VII.2.2 Paramètres

Le tableau 27 résume les paramètres utilisés pour le calcul du frottement latéral dans le cas d'un pieu conique dans du sable.

Tableau 27: Paramètres géotechniques et géométriques

Série	γ [kN·m^{-3}]	ϕ [°]	sin(2/3)ϕ [-]	ω [°]	K_δ [-]
1	20	35	0.40	0.43	4
2	20	35	0.40	0.86	6

VII.2.3 Résultats et comparaison avec les essais

Le tableau 28 donne les valeurs de frottement latéral calculées par la méthode Norlund et mesurées dans les essais sur un pieu conique dans le sable.

Tableau 28: Résistance en frottement latéral d'un pieu conique: SABLE

	Calculs		Essais	
Série	q_f [kPa]	Q_f [kN]	q_f [kPa]	Q_f [kN]
1	12.8	3.2	-	-
2	31.2	12.7	222	67.5

Une comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales montre une sous-estimation d'un facteur de 7 pour le frottement unitaire et de 5-6 pour le frottement total.

Pour la deuxième série d'essais dans le sable, le tableau 29 résume les valeurs théoriques et expérimentales du frottement latéral des pieux cylindrique et conique.

Tableau 29: Comparaison des valeurs de frottement latéral Q_f des pieux cylindrique et conique de la deuxième série.

Pieu	Méthode de calcul			Essais
	méthode 1 Q_f [kN]	méthode 2 Q_f [kN]	Norlund Q_f [kN]	Q_f [kN]
cyl.	8.5	40.8	-	48.0
conique	-	-	12.7	67.5

On remarque que le rapport entre $Q_{f\ Norlund}$ et $Q_{f\ méthode\ 1}$ (1.49) est du même ordre de grandeur que le rapport entre $Q_{f\ conique}$ et $Q_{f\ cyl}$ d'essais (1.4)

VIII. Conclusions

Modèle physique:

- Les deux massifs de sols réalisés, sable et limon argileux, peuvent être considérés comme homogènes; l'utilisation des briques crues préparées de façon industrielle pour le massif cohérent ne provoque pas d'anisotropie marquée aux interfaces.
- Le dispositif de mesure de la charge a bien fonctionné de même que les systèmes d'acquisition et de traitement des données. Les mesures séparées de l'effort en pointe et du frottement latéral ont pu être obtenues, non par le système classique des jauges collées sur les armatures (pieux trop courts et trop rigides), mais par une méthode originale avec une tige centrale solidaire d'une plaque de pied.
- Aucun effet de groupe n'a été observé pour un écartement minimal de 3 diamètres de pieux, mais un effet de serrage des massifs entre la première et la deuxième séries de pieux n'est pas exclu.

Première série d'essais:

- Le battage, dans les deux types de sol, est facilité par la conicité du fût, pour les sections circulaires et carrées.
- Les essais statiques ne font en revanche pas apparaître de différences significatives entre les différentes formes de pieux du point de vue des tassements et de la capacité portante. Par contre le pieu foré réalisé dans le sable à titre de comparaison présente un comportement nettement plus défavorable.
- On constate que le calcul de la capacité portante à partir des formules classiques (Meyerhof ou D.T.U. français) aboutit à des charges trop élevées par rapport aux résultats d'essais, sauf dans le sable avec Meyerhof; il ne faut pas oublier que les pieux testés ont de très faibles dimensions en section(10 cm de côté) et en profondeur enterrée(0.80 m).

Deuxième série d'essais:

- Le fonçage des pieux fait apparaître un certain effet de la conicité du fût: ils s'enfoncent plus facilement que les pieux à section constante jusqu'à 0.80 m environ, puis plus difficilement jusqu'à 1.30 m où leur résistance au battage est meilleure, dans les deux types de sol.
- Les essais statiques ne donnent pas de différence significative entre les différentes formes de pieux dans les relations tassement-charge totale en tête, bien que les sections carrées aient un comportement un peu meilleur, surtout dans le sable.
- Malgré leur volume inférieur, les pieux à conicité admettent une charge ultime à peu près équivalente à celle des pieux à section constante, dans le deux types de sol.
- La part de frottement latéral est nettement plus importante pour les pieux à fût conique ou pyramidal, dans les deux types de sol et tant en fonçage qu'en chargement statique; la résistance unitaire en frottement est pratiquement doublée dans tous les cas, par rapport aux sections constantes.
- La résistance unitaire en pied est également plus élevée pour les pieux à fût conique ou pyramidal, dans les deux types de sol.
- Le calcul de la capacité portante donne des charges généralement inférieures aux résultats experimentaux, contrairement à la première série de pieux! De fait, dans le limon argileux, les formules sous-estiment le frottement latéral d'un facteur de plus de 2, alors que dans le sable la formule de Meyerhof est encore beaucoup plus éloignée des essais pour le frottement latéral, mais les valeurs empiriques des D.T.U. conduisent pratiquement aux résultats mesurés.
- Il est possible que les massifs de sol aient été serrés par l'enfoncement des pieux, surtout après la première série, pendant la seconde; cela pourrait expliquer la très forte amélioration de capacité portante des pieux entre les deux séries, qui parait dépasser l'influence de la seule profondeur des pieux (1.30 m dans la deuxième série contre 0.80 m dans la première).

ANNEXE 1: Essais géotechniques: LIMON ARGILEUX

Les essais géotechniques suivants ont été effectués sur des échantillons types du limon argileux avant la confection du modèle physique:

- granulomètrie,
- limites d'Atterberg,
- compression simple,
- triaxiaux,
- oedomètre.

Lors du démontage du modèle, des essais de contrôle ont été effectués:

- teneur en eau,
- poids volumique,
- compression simple,
- cisaillement direct sol/sol et sol/béton.

Les résultats de ce différents essais sont presentés dans les figures et tableaux A1.1 à A1.7.

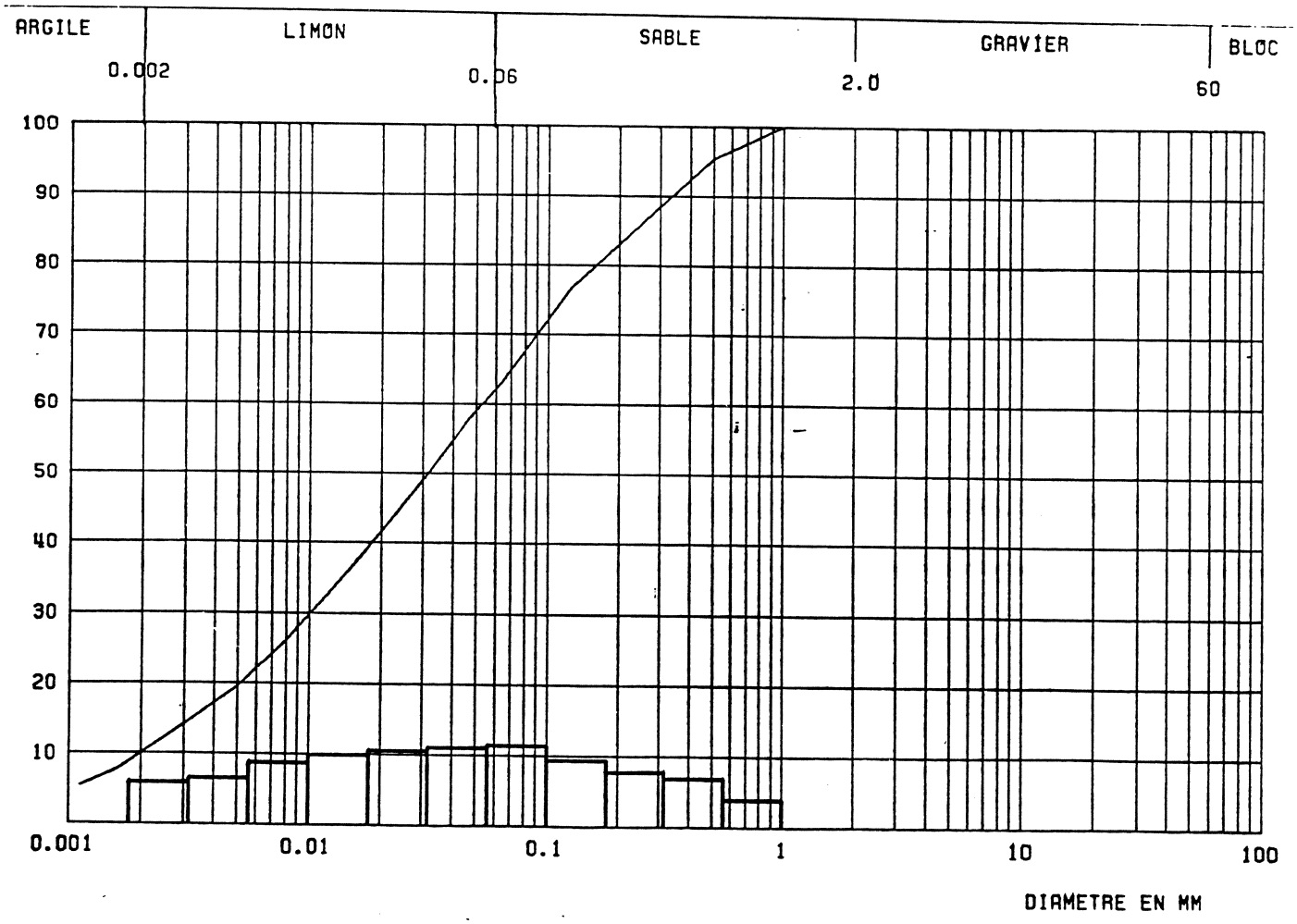


Figure A1.1 Courbe granulomètrique:

Tableau A1.1: Résultats des essais de compression simple

No. d'essai	temps d'essai [mn]	teneur en eau [%]	force [kN]	$\Delta h/h$ [-]	σ_c [kN·m^{-2}]	c_u* [kN·m^{-2}]
1	9.0	16.4	0.492	0.086	189	66.2
2	19.5	16.7	0.548	0.181	189	66.2
3	19.0	17.2	0.532	0.182	183	64.1

$$* \; c_u = \frac{1 - \sin\phi_u}{2 \cos \phi_u} \cdot \sigma_c$$ (avec ϕ_u= 20° provenant des essais triaxiaux ci-dessous)

Tableau A1.2 Résultats des essais triaxiaux sur échantillons avec et sans joint

Consolidé-nondrainé

Essai	ϕ' [°]	ϕ_u [°]	c' [kN·m^{-2}]	c_u [kN·m^{-2}]	w [%]	vitesse [mm/mn]
1) sans joint	31	17	5.0	28	19.0	0.012
2) sans joint	31	19	6.5	32	17.0	0.012
3) joint à 55°	28	17	12	30	17.3	0.012

Nonconsolidé-nondrainé

Essai	c_u [kN·m^{-2}]	w [%]	vitesse [mm/mn]
1) sans joint	60	18.0	0.76
2) joint à 55°	32	16.7	0.76

La figure A1.2 montre un schéma du prélèvement des échantillons pour les essais triaxiaux avec joint.

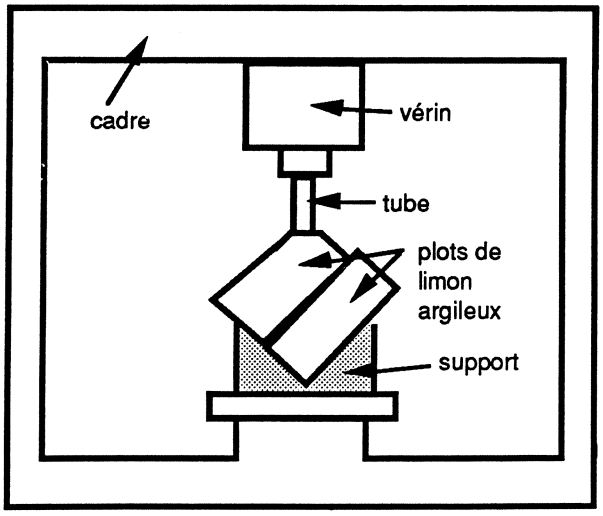


Figure A1.2 Schéma du prélèvement des échantillons avec joint

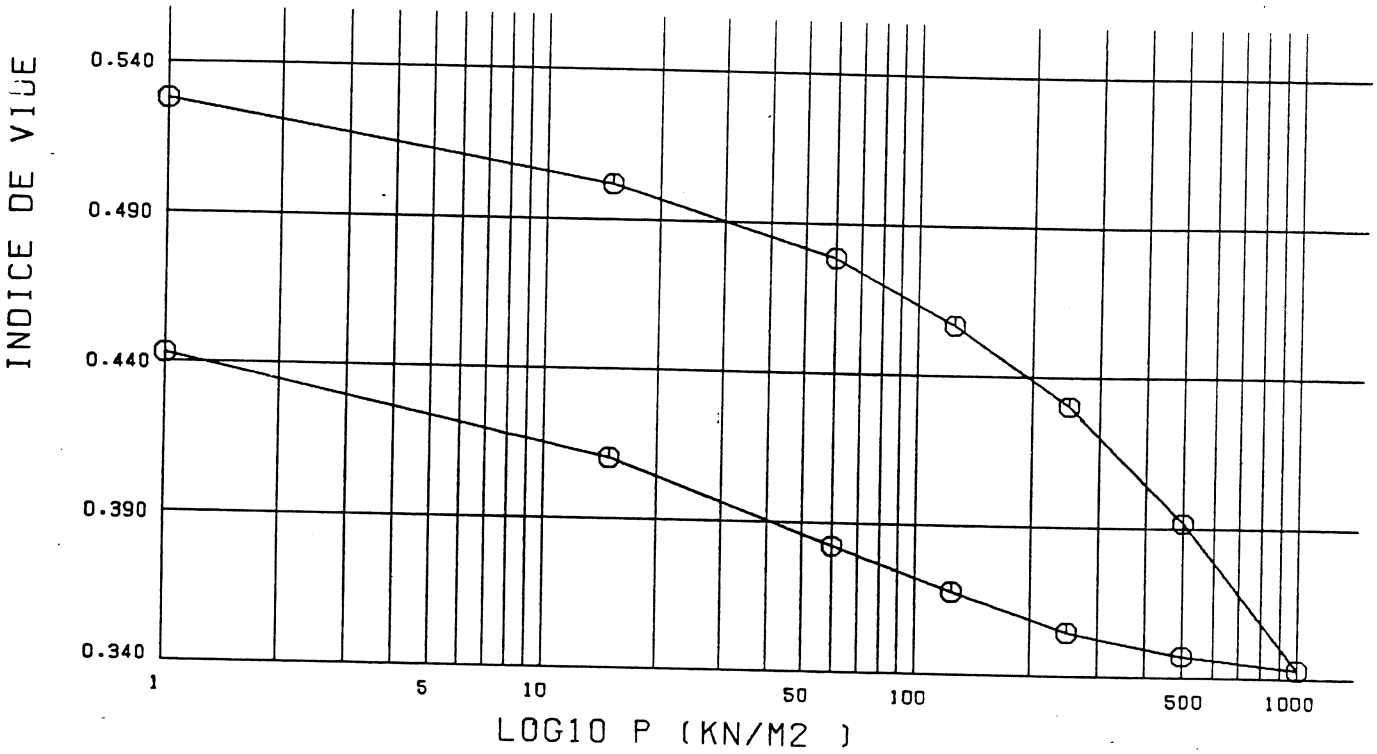


Figure A1.3: Courbe oedomètrique

Tableau A1.3 Teneur en eau dans massif lors du démontage

Profondeur d'échantillon [m]	No. de mesures [-]	w_{moy} [%]	w_{min} [%]	w_{max} [%]	Ecart type [-]
en fonction de la profondeur					
0.15	3	16.4	16.1	16.6	0.26
0.30	2	16.7	16.4	16.9	0.36
0.20÷0.30*	4	16.1	15.4	16.6	0.55
0.45	1	17.1	-	-	-
0.65	1	16.8	-	-	-
0.85	1	17.6	-	-	-
0.85÷1.00*	3	16.5	15.8	17.0	0.61
1.05	5	16.6	16.0	17.2	0.52
1.05÷1.20*	3	16.4	16.0	16.7	0.39
1.25	1	15.8	-	-	-
1.40	1	16.4	-	-	-
1.60	1	16.2	-	-	-
1.55÷1.70*	3	15.4	15.1	15.7	0.30
pour tout le massif					
-	29	16.4	15.1	17.6	0.59

* lors des essais de cisaillement direct

Tableau A1.4 Poids volumique lors du démontage

Poids volumique humide: ***pour tout le massif***

No. de mesures [-]	γ_{moy} [kN·m^{-2}]	γ_{min} [kN·m^{-2}]	γ_{max} [kN·m^{-2}]	Ecart type [-]
22	21.5	21.3	21.8	0.13

Poids volumique sec: ***pour tout le massif***

No. de mesures [-]	$\gamma_{d\,moy}$ [kN·m^{-2}]	$\gamma_{d\,min}$ [kN·m^{-2}]	$\gamma_{d\,max}$ [kN·m^{-2}]	Ecart type [-]
22	18.5	18.3	19.0	0.19

N.B. Un essai de poids volumique des particules solides a donné γ_s=26.892 kN·m^{-2}

Tableau A1.5 Degré de saturation lors du démontage

Indice de vide: ***pour tout le massif***

No. de mesures [-]	e_{moy} [-]	e_{min} [-]	e_{max} [-]	Ecart type [-]
22	0.45	0.42	0.47	0.015

Degré de saturation: ***pour tout le massif***

No. de mesures [-]	$S_{r\,moy}$ [%]	$S_{r\,min}$ [%]	$S_{r\,max}$ [%]	Ecart type [-]
22	97.0	92.7	100.0	1.83

Tableau A1.6 Essais de compression simple lors du démontage

Prof. d'éch. [m]	temps d'essai [mn]	teneur en eau [%]	force [kN]	$\Delta h/h$ [-]	σ_c [kN·m^{-2}]	c_u* [kN·m^{-2}]
0.20÷0.35	20.0	16.2	1.36	0.2093	127	44.5
0.35÷0.55	23.5	16.2	1.41	0.2600	150	52.5
0.85÷1.00	15.5	16.7	1.47	0.1700	149	52.2
1.05÷1.20	21.0	17.7	1.36	0.1952	159	55.7
1.55÷1.70	17.5	15.6	1.17	0.1830	177	62.0

$$* \; c_u = \frac{1 - \sin\phi_u}{2 \cos \phi_u} \cdot \sigma_c$$ (avec ϕ_u= 20° provenant des essais triaxiaux ci-dessus)

Tableau A1.7 Essais de cisaillement direct lors du démontage du massif

Sol/sol

Profondeur d'échantillon [m]	ϕ [°]	c [kN·m^{-2}]
0.20÷0.35	17.5	40
0.85÷1.00	17.0	39
1.05÷1.20	19.5	46
1.55÷1.70	18.0	46

N.B. Pas de pic observé lors des essais, donc les valeurs de rupture = les valeurs résiduelles

Un essai supplémentaire effectué sur des échantillons prélevés dans la zone d'interface directement à côté d'un pieu a donné: ϕ=9.0° et c=53 kN·m^{-2} .

Sol/béton

Vitesse d'essai [mm/mn]	δ [°]	c [kN·m^{-2}]
0.025	10.0	4.2
0.627	10.5	10.6
1.25	12.5	7.5
1.25*	22.0	13.1

* Ce dernier essai a été réalisé sur un échantillon désseché, tandis que les trois premiers ont été faits sur des échantillons saturés.

ANNEXE 2: Essais géotechniques: SABLE

Les essais géotechniques suivants ont été effectués sur le sable mis en place dans la cuve d'essai:

- essais de plaque,
- teneur en eau,
- cisaillement direct,
- compression simple in situ.

Quatre essais de plaque ont été faits, dont deux de section de 700 cm^2 et deux de section de 200 cm^2. Tous les essais ont été de type rapide avec des paliers à 0.3, 1.0 et 1.8 tonnes. La durée de chaque palier a été de 2 min. avec une décharge complète entre tous les paliers. Les mesures de déformation permettent le calcul du module de compressibilité par la formule suivante:

$$M_E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta S} D \qquad \text{où:} \qquad D = \text{le diamètre de la plaque}$$

A partir du module de compressibilité, on peut déterminer le module d'élasticité du sol.

$$E = \frac{\pi}{4}\left(1 - \mu^2\right) M_E$$

Si $\mu = 0.5$, $E = 0.59 \cdot M_E$.

Le tableau A2.1 donne les modules d'élasticité définis à partir des résultats des essais de plaque.

Tableau A2.1: Modules d'élasticité

Essai	Palier	type de chargement	E [kN·m^{-2}]
1) 700cm^2	1	charge	0
		décharge	0
	2	charge	$84 \cdot 10^3$
		décharge	$72 \cdot 10^3$
	3	charge	$52 \cdot 10^3$
		décharge	$57 \cdot 10^3$
2) 700cm^2	1	charge	$34 \cdot 10^3$
		décharge	$126 \cdot 10^3$
	2	charge	$63 \cdot 10^3$
		décharge	$55 \cdot 10^3$
	3	charge	$45 \cdot 10^3$
		décharge	$62 \cdot 10^3$
3) 200cm^2	1	charge	$13 \cdot 10^3$
		décharge	$283 \cdot 10^3$
	2	charge	$59 \cdot 10^3$
		décharge	$68 \cdot 10^3$
	3	charge	$44 \cdot 10^3$
		décharge	*
4) 200cm^2	1	charge	$12 \cdot 10^3$
		décharge	$240 \cdot 10^3$
	2	charge	$8 \cdot 10^3$
		décharge	$65 \cdot 10^3$
	3	charge	$41 \cdot 10^3$
		décharge	*

* poinçonnement de la plaque

La teneur en eau du massif a été contrôlée pendant la durée des essais au moyen d'une sonde à neutrons. Lors du démontage, la teneur en eau des échantillons prélevés à côté du tube de mesure a été déterminée au laboratoire. La figure A2.1 donne pour les deux méthodes la teneur en eau dans le massif en fonction de la profondeur.

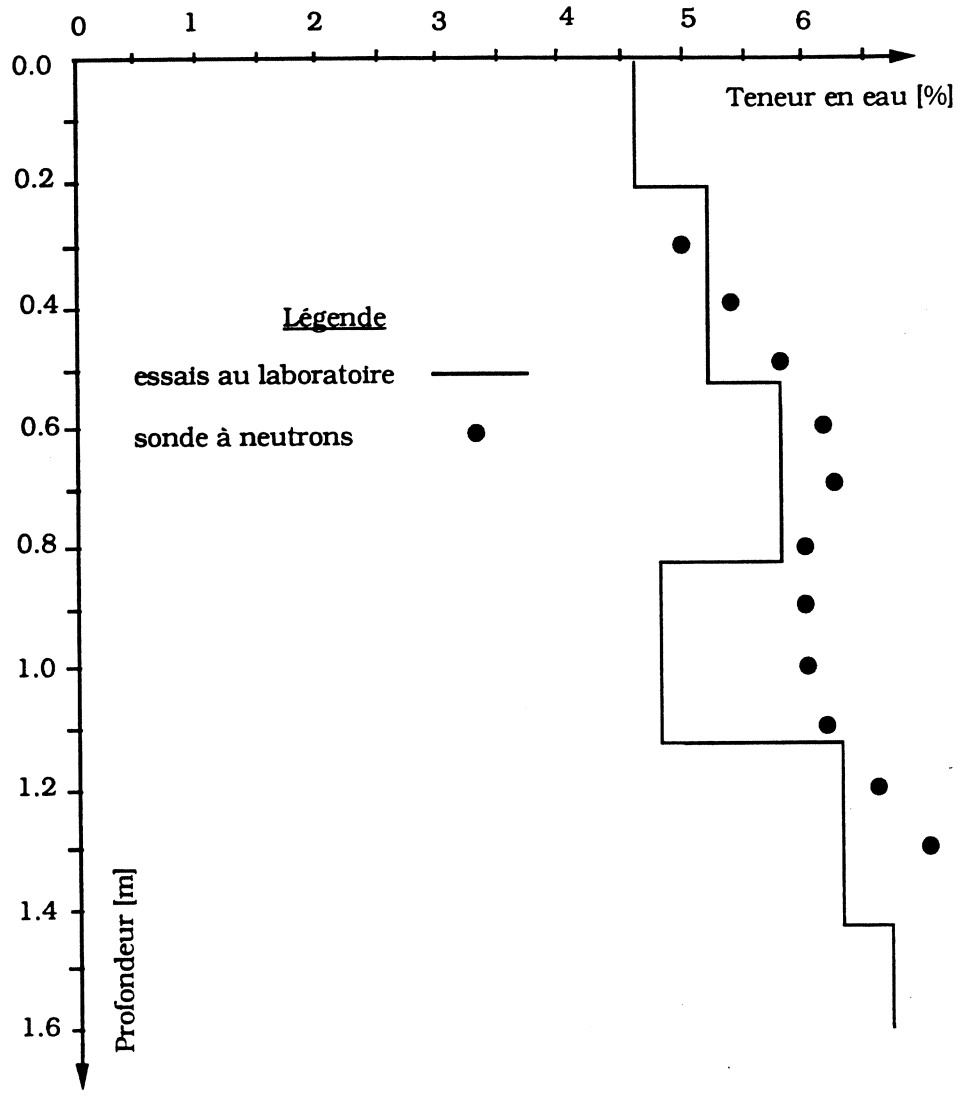


Figure A2.1: Teneur en eau dans le massif

Pour les essais de cisaillement direct, des échantillons de sable ont été carottés directement dans les boîtes d'essai afin d'éviter un changement des propriétés du sable en place. Le tableau A2.2 présente les résultats de ces essais.

Tableau A2.2: Résultats d'essais de cisaillement direct

Essai	γ [kN·m^{-3}]	w [%]	S_r [%]	ϕ pic [°]	c pic [kN·m^{-2}]	ϕ rés. [°]	c rés, [kN·m^{-2}]
1	16.0	5.4	19.1	35	13.3	34	0.0
2	16.4	5.3	20.0	36	17.5	35	0.0

Lors du démontage du massif, des essais de compression in situ ont été effectués. Dans ces essais, des prismes de sable sont découpés et ensuite chargés jusqu'à la rupture. La résistance en compression σ_c permet un calcul

de la cohésion du sable mis en place. Les tableaux A2.3 et A2.4 donne les résultats obtenus lors du démontage pour les deux séries d'essais dans le sable.

Tableau A2.3: Résultats des essais de compression in situ lors du démontage de la première série d'essais

Profondeur d'échantillon [m]	No. de mesures [-]	$\sigma_{c\ moy}$ [kN·m^{-2}]	$\sigma_{c\ min}$ [kN·m^{-2}]	$\sigma_{c\ max}$ [kN·m^{-2}]	Ecart type [-]	c_u* [kN·m^{-2}]
0.5	8	8.9	8.0	11.0	0.99	2.32
1.0	8	7.4	7.0	8.0	0.52	1.93

Tableau A2.4: Résultats des essais de compression in situ lors du démontage de la deuxième série d'essais

Profondeur d'échantillon [m]	No. de mesures [-]	$\sigma_{c\ moy}$ [kN·m^{-2}]	$\sigma_{c\ min}$ [kN·m^{-2}]	$\sigma_{c\ max}$ [kN·m^{-2}]	Ecart type [-]	c_u* [kN·m^{-2}]
0.0÷0.22	6	5.54	3.56	7.69	1.26	1.44
0.22÷0.53	2	5.33	5.33	5.33	0.0	1.39
0.53÷0.83	1	4.44	-	-	-	1.16
0.83÷1.13	1	6.67	-	-	-	1.74
1.13÷1.43	1	6.22	-	-	-	1.62
1.43÷1.70	1	5.33	-	-	-	1.39

$$* \ c_u = \frac{1 - \sin\phi_u}{2 \cos \phi_u} \cdot \sigma_c$$ (avec ϕ_u= 35° provenant des essais de cisaillement direct)

ANNEXE 3: Application des formules de battage aux pieux de la première série d'essais

Quatre formules de battage ont été appliquées aux résultats de battage de la première série d'essais sur pieux. Les formules hollandaise, danoise, Crandall et Hiley[5] sont basées sur une approche qui compare l'énergie de battage aux forces résistantes dynamiques du pieu. A l'aide des résultats du refus de battage, ces formules permettent un calcul de la charge dynamique du pieu, et fournissent moyennant l'application d'un coefficient de sécurité, une estimation de la charge admissible.

Les termes employés dans les formules de battage sont:

P_D = poids du mouton
P_p = poids du pieu
P_c = poids du casque de battage
h = hauteur de chute
η = rendement du battage
e = coefficient de restitution de Newton
s = refus permanent mesuré lors du battage
s_o = refus élastique (mesuré sur le chantier ou estimé)
s_{mc} = déformation élastique du casque/mouton estimée
Q_d = charge dynamique
Q_a = charge admissible

Nous présentons ici les quatre formules, ainsi que les hypothèses relatives à l'efficacité du battage.

Formule hollandaise:

Hypothèses: $\eta = 1$
$e = 0$ (choc non élastique)
Travail perdu à l'impact, pas d'autres pertes considérées.
Coefficient de réduction: $n = 6$

Formule:

$$Q_a = \frac{P_D^2 \cdot h}{6\, s\, (P_D + P_p + P_c)}$$

Formule danoise:

Hypothèses: η = fonction de l'équipement de battage
e = 1 (choc élastique)
Travail perdu par compression dynamique du système sol - pieu
Coefficient de réduction: n = 5

Formule:
$$Q_a = \frac{\eta \cdot P_D \cdot h}{5\left(s + \frac{s_o}{2}\right)}$$

Formule de Crandall:

Hypothèses: η = fonction de l'équipement de battage
e = 0 (choc non élastique)
Travail perdu par compression dynamique du système sol - pieu
Coefficient de réduction: n = 4

Formule:
$$Q_a = \frac{\eta \cdot P_D^2 \cdot h}{4\left(s + \frac{s_o}{2}\right) \cdot \left(P_D + P_p + P_c\right)}$$

Formule de Hiley:

Hypothèses: η = fonction de l'équipement de battage
e = fonction de l'équipement de battage
Travail perdu par impact et compression dynamique
Coefficient de réduction: n = 3

Formule:
$$Q_a = \frac{\eta \cdot P_D \cdot h\left[P_D + e^2\left(P_p + P_c\right)\right]}{3\left(s + \frac{s_o}{2} + \frac{s_{mc}}{2}\right) \cdot \left(P_D + P_p + P_c\right)}$$

Le tableau A3.1 ci-dessous rappelle les résultats du battage pour les pieux de la première série dans les deux matériaux.

Tableau A3.1: Résultats de battage de la première série d'essais

Pieu	prof. finale [m]	no. de coups [-]	refus final [mm/coup]
LIMON ARGILEUX			
cylindrique	0.800	520	0.9
conique	0.815	187	2.3
carré	0.810	486	1.0
pyramidal	0.795	360	1.2
SABLE			
cylindrique	0.762	810	0.4
conique	0.784	573	0.75
carré	0.413	1520	0.4 à 0
pyramidal	0.581	480	0.4 à 0
cylindrique/pte	0.783	700	0.5

Le tableau A3.2 résume les résultats de l'application des quatre formules de battage aux résultats de la première série.

Tableau A3.2: Résultats des formules de battage

Formule hollandaise:

Pieu	P_D [kg]	h [m]	P_p [kg]	P_c [kg]	s [cm]	Q_d [kN]	Q_a [kN]
LIMON ARGILEUX							
cylind.	30.0	0.5	21.0	22.6	0.09	68	11
conique	30.0	0.5	18.0	22.6	0.23	28	5
carré	30.0	0.5	27.0	22.2	0.10	57	9
pyramid.	30.0	0.5	24.0	22.2	0.12	49	8
SABLE							
cylind.	30.0	0.5	21.0	22.6	0.04	153	25
conique	30.0	0.5	18.0	22.6	0.08	80	13
carré	30.0	0.5	27.0	22.2	0.04	142	24
pyramid.	30.0	0.5	24.0	22.2	0.04	148	25
cyl./pte	30.0	0.5	23.9	22.6	0.05	118	20

Formule danoise:

Pieu	P_D [kg]	h [m]	P_p [kg]	P_c [kg]	s [cm]	s_o [cm]	Q_d [kN]	Q_a [kN]
LIMON ARGILEUX								
cylind.	30.0	0.5	21.0	22.6	0.09	0.13	97	19
conique	30.0	0.5	18.0	22.6	0.23	0.13	51	10
carré	30.0	0.5	27.0	22.2	0.10	0.12	94	19
pyramid.	30.0	0.5	24.0	22.2	0.12	0.12	83	17
SABLE								
cylind.	30.0	0.5	21.0	22.6	0.04	0.13	143	29
conique	30.0	0.5	18.0	22.6	0.08	0.13	103	21
carré	30.0	0.5	27.0	22.2	0.04	0.12	150	30
pyramid.	30.0	0.5	24.0	22.2	0.04	0.12	150	30
cyl./pte	30.0	0.5	23.9	22.6	0.05	0.13	130	26

Formule de Crandall:

Pieu	P_D [kg]	h [m]	P_p [kg]	P_c [kg]	s [cm]	s_o [cm]	Q_d [kN]	Q_a [kN]
LIMON ARGILEUX								
cylind.	30.0	0.5	21.0	22.6	0.09	0.09	45	11
conique	30.0	0.5	18.0	22.6	0.23	0.09	23	6
carré	30.0	0.5	27.0	22.2	0.10	0.07	42	11
pyramid.	30.0	0.5	24.0	22.2	0.12	0.08	37	9
SABLE								
cylind.	30.0	0.5	21.0	22.6	0.04	0.09	72	18
conique	30.0	0.5	18.0	22.6	0.08	0.09	51	13
carré	30.0	0.5	27.0	22.2	0.04	0.07	76	19
pyramid.	30.0	0.5	24.0	22.2	0.04	0.08	74	18
cyl./pte	30.0	0.5	23.9	22.6	0.05	0.08	64	16

Formule de Hiley:

Pieu	P_D [kg]	h [m]	P_p [kg]	P_c [kg]	s [cm]	s_o [cm]	s_{mc} [cm]	Q_d [kN]	Q_a [kN]
LIMON ARGILEUX									
cylind.	30.0	0.5	21.0	22.6	0.09	0.10	0.06	44	15
conique	30.0	0.5	18.0	22.6	0.23	0.10	0.06	25	8
carré	30.0	0.5	27.0	22.2	0.10	0.08	0.06	42	14
pyramid.	30.0	0.5	24.0	22.2	0.12	0.08	0.06	39	13
SABLE									
cylind.	30.0	0.5	21.0	22.6	0.04	0.10	0.20	40	13
conique	30.0	0.5	18.0	22.6	0.08	0.10	0.20	34	11
carré	30.0	0.5	27.0	22.2	0.04	0.08	0.20	40	13
pyramid.	30.0	0.5	24.0	22.2	0.04	0.08	0.20	41	14
cyl./pte	30.0	0.5	23.9	22.6	0.05	0.09	0.20	37	12

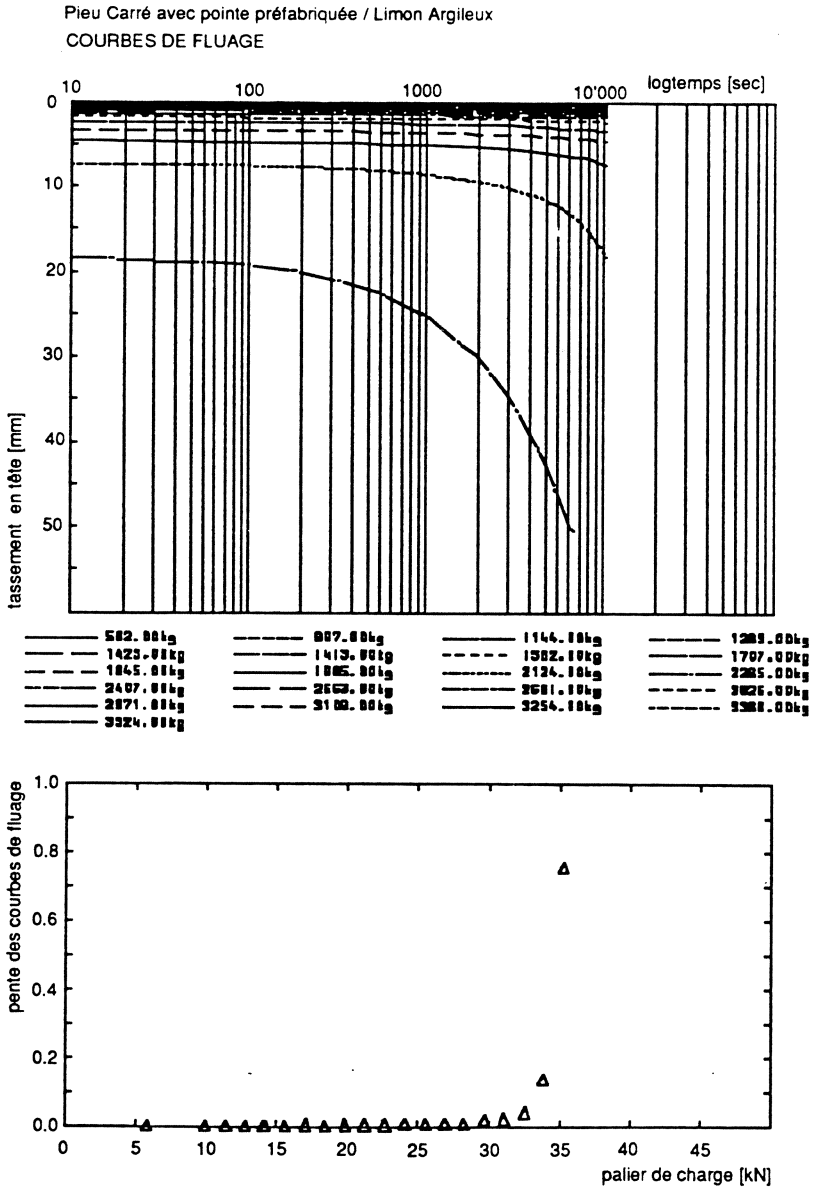
ANNEXE 4: Application de la méthode L.C.P.C. aux essais statiques des deux séries d'essais

La charge de fluage pour chaque essai a été déterminée selon la méthode exposée par le L.C.P.C.[6], qui implique les étapes suivantes:

- Etablissement des courbes enfoncement-logarithme du temps (droites de stabilisation) pour chaque palier de charge,
- Etablissement de la courbe charge-pente de la droite de stabilisation.

La charge de fluage Q_f est la charge qui correspond à l'intersection des deux parties linéaires de la seconde courbe. Dans les cas simples, elle est fournie directement par la charge correspondant au changement de pente de la courbe charge-déplacement.

La figure suivante présente un exemple d'une courbe de fluage.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Dysli, M., Pieux moulés dans un sol argileux sous charges verticales et latérales, 6e Congrès Européen de Mécanique des Sols et Travaux en Fondations, Vienne, 1976

[2] Dysli, M., Les essais de chargement des pieux, SSMSR No. 99/1978

[3] Descoeudres, F., Ancrages passifs ou actifs, en terrain meuble et en rocher, SSMSR No. 112/1986

[4] Oboni, F., Evaluation probabiliste des performances des pieux forés chargés axialement en tête, Thèse No. 716, 1988

[5] Sinniger, R., Cours fondations, vol.1, E.P.F.L., 1981

[6] Essai statique des fondations profondes, Laboratoire central des ponts et chaussées, mai 1970

[7] Société suisse des ingénieurs et architectes, norme 192, édition 1975

[8] Skov, R., Essais Dynamiques sur les Pieux, Geotechnik 1983/2

[9] Meyerhof, G. G., The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Géotechnique, 1951

[10] Meyerhof, G. G., Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, ASCE Journal, 1976

[11] Calcul des fondations profondes, Document Technique Unifié, Centre Scientifique et Technique de Bâtiment, 4 av. de Recteur-Poincaré, Paris, 1978

[12] Norlund, R. L., Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division of the American Society of Civil Engineers, May, 1963