



Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées

F O N D A T I O N S S P E C I A L E S

Fichier: rapport-asiri-221206

Activité LCPC n° 2006 / LC/06/ASI/14

Projet ASIRI

Interprétation des essais de chargement



SAINT OUEN L'AUMONE (95)

All rights reserved
No parts of this publication may
be reproduced and/or published by print,
photoprint, microfilm or any other means
without the previous written consent of the authors

Décembre 2006

Frédéric Rocher-Lacoste
Alain Le Kouby

L'esprit de recherche au coeur des réseaux

Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement
A.S.I.R.I./ FICHE SIGNALÉTIQUE

TITRE :	Projet ASIRI – Interprétation des essais de chargement
RAPPORT :	
DATE D'ETABLISSEMENT :	Novembre 2006
AUTEURS :	Frédéric ROCHER-LACOSTE / Alain LE KOUBY
ORGANISME CHARGES DE L'ACTION :	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)
THEME DE RATTACHEMENT :	thème 1 - Plots d'essais en vraie grandeur
LETTRE DE COMMANDE :	LC/06/ASI/14

Résumé

Dans le cadre du thème 1 « Plots d'essai en vraie grandeur » du projet national ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides), le LCPC a été chargé de réaliser deux essais de chargement statique respectivement sur deux types d'inclusions rigides (colonnes de ciment) ; une inclusion non refoulante et une inclusion refoulante.

Il s'agit à la fois d'estimer la capacité portante de chacune des inclusions rigides et de comparer leur comportement lors de la phase de chargement en termes de tassement et d'effort de fluage.

Le plot expérimental a été établi à Saint Ouen l'Aumône sur un des sites du Port Autonome de Paris. Le site a été choisi en raison de la présence d'une couche de terrain compressible d'épaisseur assez importante. Les inclusions rigides ont un objectif de renforcement des sols.

Les inclusions rigides testées ont été équipées d'un tube logement lors de leur réalisation. Ce tube logement permet d'insérer l'extensomètre amovible et d'avoir des mesures de distribution des efforts à différentes profondeurs en plus de la mesure en tête de l'effort et du déplacement.

Une campagne de sol complémentaire a été réalisée dans le but d'obtenir des pressions limites nécessaires à l'interprétation de nos essais.

Les capacités portantes mesurées sont respectivement de 40 et 50 tonnes pour l'inclusion non refoulante et refoulante ; avec une capacité portante supérieure dans le cas de l'inclusion refoulante ce qui est cohérent.

Les efforts de fluage sont respectivement de 30 et 42,5 tonnes pour des tassements respectifs de 8,89mm et 15,24mm.

Le présent rapport rappelle le contexte géotechnique du site et décrit les moyens mis en œuvre pour la réalisation des essais de chargement statique et la mesure des grandeurs caractéristiques. Il fournit l'essentiel des résultats relatifs à la portance des inclusions rigides et les conclusions qui peuvent en être tirées.

Le frottement latéral mobilisé dans le cas de l'inclusion non refoulante est inférieure ou dans certains cas assez proches à celui mesuré sur l'inclusion refoulante.

La résistance en pointe mobilisée est supérieure dans le cas de l'inclusion non refoulante par rapport à l'inclusion refoulante !

En ce qui concerne la mobilisation du frottement latéral et la résistance en pointe, nous ne sommes pas en mesure d'associer nos valeurs respectivement de frottement avec les valeurs de pressions limites obtenues lors de l'étude de sol et de les comparer aux abaques p_1 - q_s du fascicule 62 pour le frottement latéral et aux valeurs de k_p données pour chacun des modes d'installation dans le fascicule 62.

Table des matières

1	INTRODUCTION - CADRE DE L'ETUDE	5
2	DONNEES GEOTECHNIQUES	6
2.1	GEOLOGIE	6
2.2	LE SITE DE SAINT OUEN L'AUMONE	7
3	CARACTERISTIQUES DES COLONNES	11
3.1	SITE N° 1 (COTE BASSIN)	11
4	MATERIELS DE MESURE LCPC	12
4.1	DISPOSITIF DE REACTION	12
4.2	APPLICATION DE LA CHARGE	13
4.3	CAPTEURS ET JAUGES DE MESURE	13
4.4	PROGRAMME DE CHARGEMENT	15
4.5	EQUIPE D'ACQUISITION	15
5	ESSAIS DE CHARGEMENT ET RESULTATS	16
5.1	INCLUSIONS RIGIDES NON REFOULANTES	16
5.1.1	<i>Mesures en tête – courbe de chargement</i>	16
5.1.2	<i>Mesures extensométriques – distribution des charges</i>	17
5.2	INCLUSIONS RIGIDES REFOULANTES	18
5.2.1	<i>Mesures en tête – courbe de chargement</i>	18
5.2.2	<i>Mesures extensométriques – distribution des charges</i>	19
6	CONCLUSIONS	21
	Type de profilé	21

1 Introduction - Cadre de l'étude

Dans le cadre du projet national de recherche ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides), le LCPC a été chargé d'effectuer des essais de chargement statiques sur les deux types d'inclusions rigides utilisées sur le plot expérimental. Il s'agit de colonnes de ciment réalisées respectivement sans et avec refoulement. Ces essais s'inscrivent dans la tranche 1 du projet national.

Les colonnes sans refoulement et avec refoulement ont été respectivement réalisées par deux partenaires du projet respectivement les sociétés KELLER et MENARD SOLTRAITEMENT. Une campagne de sol a été effectuée à proximité du plot expérimental et a permis d'identifier deux couches de sol bien distinctes : une première couche de mauvaise caractéristiques mécaniques d'épaisseur variable et un substratum.

Les différentes colonnes forées ont été soumises à un essai de chargement statique instrumenté afin de déterminer leurs capacités portantes.

Le présent rapport rappelle le contexte géotechnique du site et décrit les moyens mis en œuvre pour la réalisation des essais de chargement statique et la mesure des grandeurs caractéristiques. Il fournit l'essentiel des résultats relatifs à la portance des colonnes instrumentées et les conclusions qui peuvent en être tirées.

Les colonnes, étudiées dans le projet, sont de deux types des colonnes non refoulantes et refoulantes. Deux colonnes d'essai ont été réalisées par deux entreprises partenaires du projet ; respectivement les sociétés KELLER et MENARD SOLTRAITEMENT pour déterminer la capacité portante de ces deux types de colonnes. Les colonnes sont situées à proximité du plot expérimental (**figure 1**).

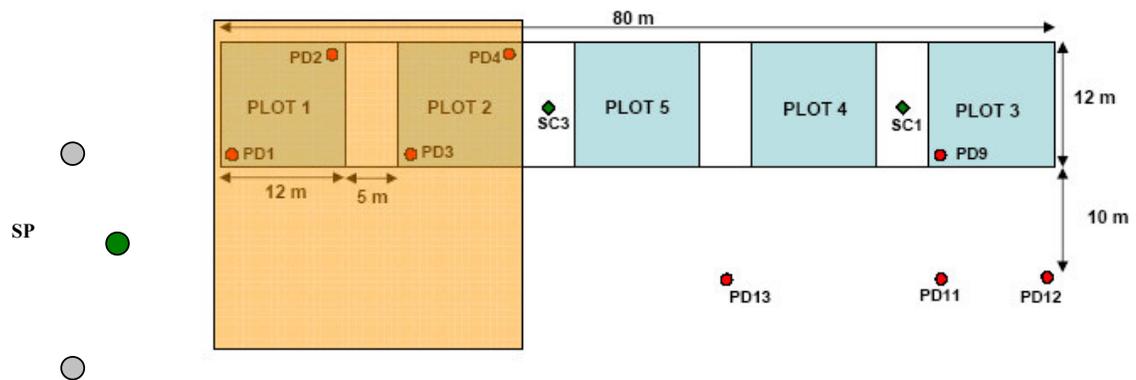


Figure 1 Vue d'ensemble des colonnes d'essais sur le site de Saint Ouen l'Aumône. Le plot expérimental est représenté en orange (plots 1 et 2). Les plots 3, 4 et 5 ont été annulés en raison de la position de l'étendue de la couche compressible.

○ : colonnes de ciment

2 Données Géotechniques

Le plot de Saint Ouen l'Aumône est le site expérimental de la tranche 1 du projet national ASIRI. Ce site appartient au Port Autonome de Paris. Il a déjà fait l'objet d'une campagne géotechnique en 1983. On dispose donc de résultats géotechniques qui ont été complétés pour les besoins du projet. L'objectif étant d'avoir un profil de terrain, notamment les limites de la zone compressible et ses caractéristiques mécaniques, suite aux différentes campagnes de reconnaissances in situ et d'essais de laboratoire.



Figure 2 Vue actuelle du site de Saint Ouen l'Aumône

2.1 Géologie

La couche de limon argileux se trouve sur l'ensemble du site à des épaisseurs variables entre 7 et 11m. Le terrain présente toutefois des hétérogénéités en raison des remaniements liés au remblaiement de certaines zones.

La **figure 3** indique la zone délimitant la couche compressible.

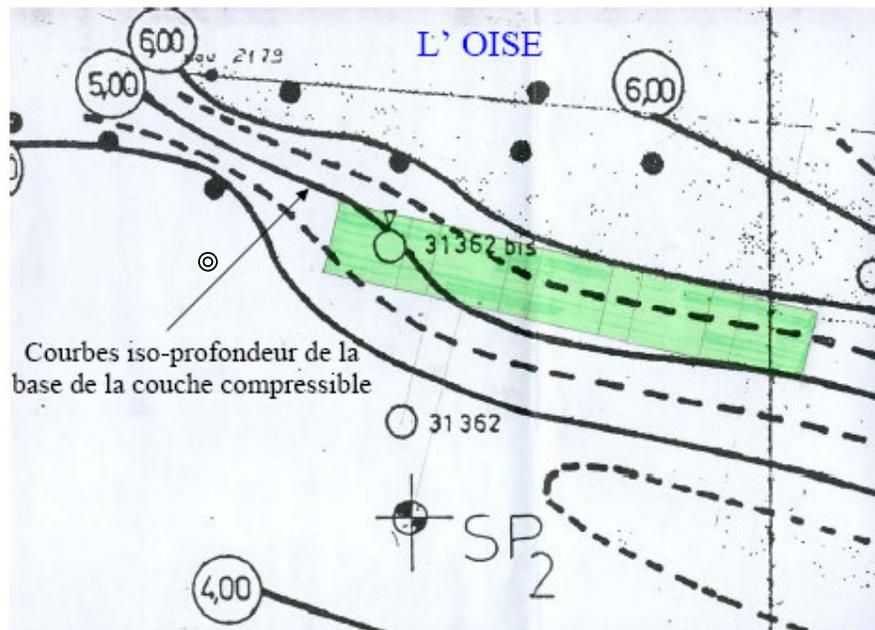


Figure 3 Plan du site de Saint Ouen l'Aumône et identification de la zone de sol compressible (en vert)

2.2 Le Site de Saint Ouen l'Aumône

L'ensemble des campagnes géotechniques réalisées sur ce site a permis d'identifier deux couches de terrain : une première couche de sol relativement molle (de faible caractéristique mécanique) dont l'épaisseur varie entre 7m et 11m et un substratum. Une campagne complémentaire a été effectuée au niveau du plot expérimental avec notamment un sondage pressiométrique réalisé à proximité de nos colonnes d'essai (**figure 1**).

Une campagne d'essais complémentaires a été réalisée. Elle comprenait :

- des carottages de SC3 de 7,40m de profondeur et SC1 de 9,90m de profondeur (**figures 4 et 5**),
- un sondage pressiométrique SP1 à proximité des colonnes d'essai (**figure 6**),
- des essais œdométriques et triaxiaux

L'interprétation des sondages (**figures 4, 5 et 6**) a mis en évidence les couches suivantes :

- de 0 à 0,60m : une couche de remblai ;
- de 0,60m à 2,50m : une couche d'argile sableuse caractérisée par une pression limite Ménard pl de l'ordre de 0,33 MPa (1 valeur),
- de 2,50m à 4,30m une couche d'argile limoneuse caractérisée par une pression limite Ménard pl de l'ordre de 0,25 M (1 valeur),
- de 4,30m à 10,20m : une couche de tourbe caractérisée par une pression limite Ménard pl de l'ordre de 0,18 MPa (1 valeur),
- au-delà une couche de grave caractérisée par une pression limite Ménard pl supérieure à 0,84 MPa (2 valeurs),

Le niveau de la nappe se situe à environ 3m de profondeur.

Établissement	Profondeur (m)	Description du sol	σ_v (%)	γ_s (kN/m ³)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (kPa)	n_s	Cc	$\frac{Cc}{1+e_0}$	Cs	Cv (m ² /s)	k (m/s)
Cnam Paris	1,60	Sable fin ± argileux, couleur gris/beige, avec une passade argileuse beige (5-10 cm)	16,0	14,7								
	2,00	Niveau de la nappe										
LRPC Rouen	2,30	Sable fin très argileux de couleur gris clair et débris de coquilles	21,8	15,2								
	3,20	Un vide (10 cm) Sable légèrement argileux de couleur verte (15 cm) Sable argileux vert (22 cm) Sable graveleux légèrement argileux de couleur verte (28 cm)										
Cnam Paris	3,20	Argile verte avec passage tourbeux (15cm)										
	3,85	Argile limoneuse grise	34,6	13,3								
LRPC Rouen	3,90	Argile limoneuse grise avec alternances sombres, riches en matière organique et débris organique (coquilles gastéropodes)	46,5		43,1	78	1,57	0,49	0,19	0,03	6,96E-07	
	4,10		47		43,4	31	1,62	0,48	0,18	0,07	3,11E-07	6,88E-08
LRPC Rouen	5,00	Limon sableux avec des débris de coquillages										
	5,10	Argile verte (5cm) Argile verte avec un peu de tourbe (17cm) Tourbe noir (25cm)										
LRPC Rouen	5,90											
	5,90	Tourbe ?										
LRPC Rouen	5,90	Tourbe noire avec des débris de coquillages (55cm)										
	6,80	Tourbe avec végétaux marron foncé (40cm)										
LRPC Rouen	7,70											
	7,80	Tourbe avec des végétaux plus foncés dans les 20 derniers cm										
Cnam Paris	7,85	Argile tourbeuse noire et débris organiques	78,0	8,6								
	8,60		41,6		66,8	25	1,68	0,54	0,2	0,1	5,42E-08	1,39E-09
LRPC Rouen	8,60	Argile limoneuse grise/bleue avec fragments de coquilles et petites racines	30,5	12,9								
	9,50	Tourbe et argile grise (3 cm) Une couche d'argile (6 cm) Sable fin de couleur grise (2 cm) Argile grise (23 cm) Silt de couleur grise avec un mélange tourbe et sable fin (25cm) Alternance des couches minces (1,5 cm) argile grise et silt sableux organique et des débris de calcaires (coquillages) (28 cm)										
Refus	9,90	vide										
		Sable compact										

Figure 4 Sondage carotté SC1

Etablissement	Profondeur (m)	Description du sol	w (%)	γ_d (kN/m ³)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (kPa)	e_0	C_c	$\frac{C_c}{1+e_0}$	C_s	C_v (m ² /s)	k (m/s)
LRPC Reuen	1,60	Vide de 15 cm Sables avec du graviers (6 cm) Une couche d'argile grise (3 cm) Sable fin de couleur grise (2 cm) Couche de débris, de calcaire et argile et tourbe (pourcentage de calcaire plus important) (11 cm) Une couche de d'argile sableuse de couleur grise (16 cm)										
	2,50	Sable argileux de couleur vert-jaune (35 cm)										
Cnam Paris	3,00	Niveau de la nappe Sable argileux gris/bleu avec lentilles limono-argileuses gris/bleues		19,0	13,9							2,70E-07
	3,40	Argile tourbeuse, marron/noire, à coquilles		43,1	10,9							
LRPC Reuen		Un vide de 23 cm Une argile de couleur grise-verte avec des coquillages										
	4,20	Argile grise avec des coquillages (plus important au bas de la couche)										
Cnam Paris	4,30	Argile limoneuse et tourbeuse, marron/noire (10 cm)	75,5	9,3								
	4,95		145,1		59,7	66	2,76	1,42	0,38	0,18	1,63E-07	
	5,00	Tourbe noire, avec débris organiques	171,3		60	70	3,24	1,68	0,4	0,29	1,07E-07	2,38E-09
	5,10		144,7	6,0								
vide		Tourbe ?										
	6,00											
Cnam Paris		Tourbe noire	241,9	5,6								
			144,6		66	113,5	2,63	1,69	0,44	0,29	3,62E-08	6,27E-11
	6,75		20,5		70,5	74	0,78	0,2	0,11	0,003	4,56E-07	
	6,80	Argile limoneuse et tourbeuse, gris/bleu (20 cm)	21		70,8	20	0,77	0,16	0,09	0,02	1,50E-07	7,34E-10
	6,90		22,8	14,1								
Refus		vide										
	7,40	Sable compact										

Figure 5 Sondage carotté SC3

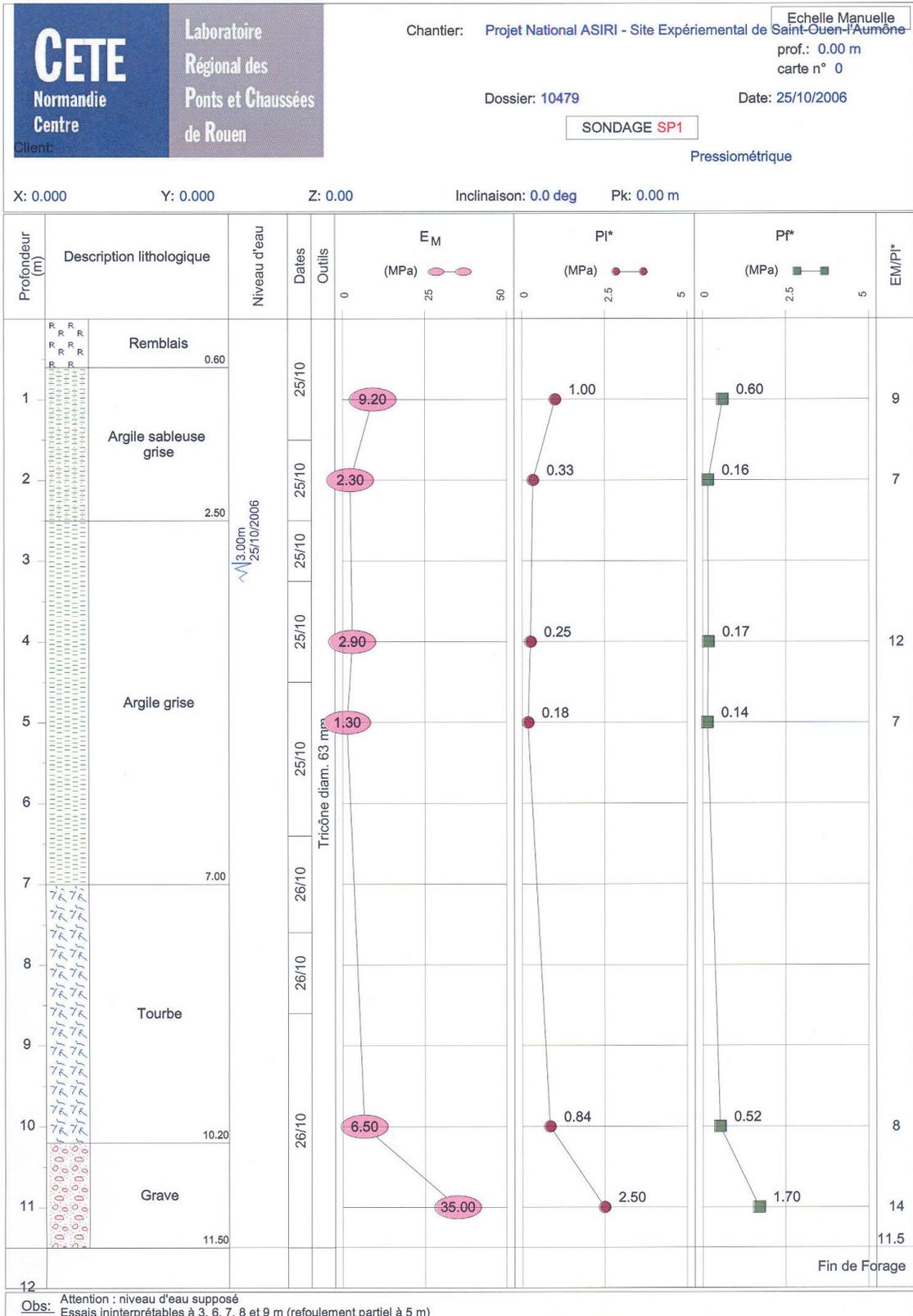


Figure 6 Sondage pressiométrique SP1 à proximité des colonnes d'essai

L'ensemble des résultats des différentes campagnes de reconnaissances et d'identification ne rentre pas dans le cadre de ce rapport. Seules les caractéristiques pressiométriques indispensables à l'interprétation des essais de chargement sont présentées dans ce rapport.

3 Caractéristiques des colonnes

3.1 Site n° 1 (côté bassin)

2 types de colonnes ont été réalisées : des colonnes de type non refoulante et des colonnes de type refoulante. Les colonnes non refoulantes ont été réalisées par la société KELLER le 11 mai 2006 (**figure (7a)**). Quant aux colonnes refoulantes, elles ont été réalisées le 18 mai 2006 par la société MENARD SOLTRAITEMENT (**figure (7b)**). Deux types de machine ont été utilisés.

Deux types de colonnes ont été testées dans le but de déterminer la capacité portante pour chacun des modes d'installation.

Les essais de chargement ont eu lieu entre le 26-28 juin 2006 soit plus d'un mois après la réalisation des colonnes.



figure 7a : Inclusion non refoulante



figure 7b : Inclusion refoulante

Les colonnes ont une longueur de 6,50m et un diamètre prévu de 420mm. Les tubes foncés dans les colonnes, pour pouvoir y installer l'extensomètre amovible lors de la phase d'essai, lors de leur réalisation ont les caractéristiques suivantes : un diamètre extérieur de 60mm et une épaisseur de 4 mm soit des tubes 52/60 et de longueur 7m.

Suite à la réalisation des colonnes, un recépage a été réalisé. Ensuite, dans chacune des deux colonnes, un tube logement fermé en pied a été foncé au centre de la colonne ainsi réalisée dans laquelle on installera l'extensomètre lors de la phase de chargement.

Puis, on réalise une tête de pieu en haut de la colonne, qui devait avoir une surface parfaitement horizontale et servir de surface de contact avec le vérin afin que l'effort puisse être appliqué correctement (**figures 8 et 9**).



Figure 8 : tête de colonne



Figures 9 : obturation du tube

4 Matériels de mesure LCPC

4.1 Dispositif de Réaction

Pour chacun des plots d'essai de chargement, un système de réaction a été mis en place. Il est constitué d'une poutre de réaction et de 4 colonnes (tirants) de réaction. Les tirants qui sont sollicités en traction, sont renforcés par des barres DIWYDAG de 22mm d'épaisseur. Les colonnes de réactions ont été réalisées le 11 mai 2006.

Le dispositif de réaction réalisé par les entreprises KELLER et MENARD est illustré sur la **figure 10**. Il est composé d'un chevêtre métallique relié à l'aide de quatre barres DYWIDAG \varnothing 22mm à deux rideaux de réaction. Ce dispositif a été conçu pour reprendre en toute sécurité une charge limite à la traction de 3MN.



Figure 10 Massif de réaction

4.2 Application de la charge

Les charges ont été appliquées à l'aide d'un vérin de 200 tonnes et de 20 cm de course, alimenté par une pompe hydraulique (**figure 11**). Elles étaient contrôlées en simultané par un peson annulaire de 800 kN (suivant les essais) et par un manomètre de 0-600 bar, préalablement étalonnés au LCPC (suivant la procédure Qualité Interne). Une rotule était installée au-dessus du vérin afin d'éviter la transmission des moments de flexion.



Figure 11 Ensemble vérin - rotule - peson

4.3 Capteurs et jauges de mesure

Les enfoncements verticaux de la tête du pieu ont été mesurés à l'aide de 4 comparateurs potentiométriques au $1/100^{\text{e}}$ mm (classe 0,5, course 150 mm), montés sur des bases de références fixes (**figure 12**).



Figure 12a Comparateurs et bases fixes



Figure 12b Assemblage de l'extensomètre

Les mesures des raccourcissements unitaires $\Delta l/l$ ont été effectuées à l'aide de deux chapelets d'extensomètres amovibles (**figure 12b**) délimitant 6 tronçons de mesure, pour chacun des deux pieux testés, et disposés au sein des tubes-logements comme indiqué sur les **figures 12b, 13 et 14**.



Figure 13 Mise en place de l'extensomètre amovible

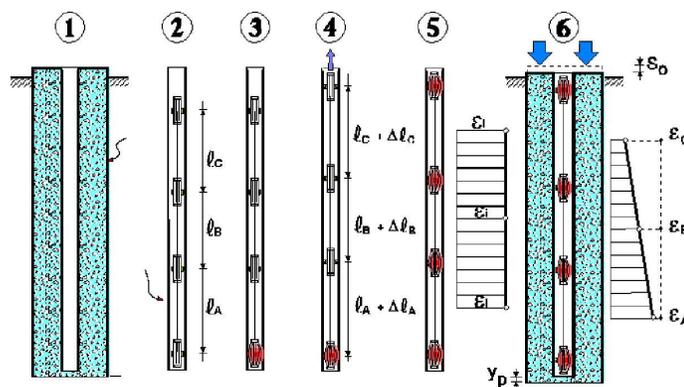


Figure 14 Disposition de l'extensomètre amovible

- Les mesures des enfoncements verticaux et des raccourcissements unitaires Δ/l ont été enregistrés selon la procédure LCPC (**figure 15**).



Figure 15 Vue du système d'acquisition

4.4 Programme de chargement

Pour chacun des essais de chargement, les différentes colonnes ont été testées conformément aux principes du Mode Opérateur des LPC. Le chargement a été appliqué par paliers d'incrément constant jusqu'à la rupture vis-à-vis du sol. Le tableau ci-dessous récapitule les dates d'essai ainsi que les délais de repos entre la mise en place des profilés et leur chargement.

Profilé	Date de mise en place	Date d'essai	Délais de repos (jours)
Colonne non refoulante	11 mai 2006	28 juin 2006	48
Colonne refoulante	18 mai 2006	27 juin 2006	40

4.5 Equipe d'acquisition

L'équipe était composée de 3 agents :

L'équipe du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en charge de la mise en œuvre de l'extensomètre amovible, de l'acquisition des mesures et de la conduite de l'essai :

- Bernard DOIX,
- Frédéric ROCHER-LACOSTE
- Alain LE KOUBY

5 Essais de chargement et résultats

5.1 Inclusions rigides non refoulantes

Cette inclusion a été testée le 28 juin 2006, 48 jours après sa mise en fiche. Le programme de chargement a comporté 16 paliers de 25 kN, maintenus 30 minutes pour les 8 premiers, la rupture du sol a été progressive au fur et à mesure des paliers.

5.1.1 Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 16 et 17 illustrent l'essentiel des relations caractéristiques obtenues après l'interprétation de l'ensemble des mesures. L'interprétation des mesures en tête conduit aux 3 relations caractéristiques :

- charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 et de la pointe (figure 16)
- relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du fluage pour chaque palier (figure 17),
- détermination de la charge de fluage Q_C (figure 17).

La charge limite (ou ultime) Q_U du pieu a été atteinte sous la charge maximale d'épreuve de 400 kN (40 t) pour laquelle on a observé une augmentation très rapide des enfoncements lors de l'application de la charge. L'enfoncement de la tête a alors largement dépassé $1/10^{\text{ème}}$ du diamètre équivalent(*) de l'inclusion avec une valeur $S_0 = 70\text{mm}$.

La charge critique de fluage Q_C sur la relation $\alpha - Q_0$ de la figure 17, se situe entre les paliers 19 et 20. On a adopté $Q_C = 300\text{ kN}$. Cette charge, après application d'un coefficient minorateur de 0,8 conduit, toujours vis-à-vis du sol, à une charge de service aux ELS (combinaisons quasi-permanente) de : $Q_N = 240\text{ kN}$.

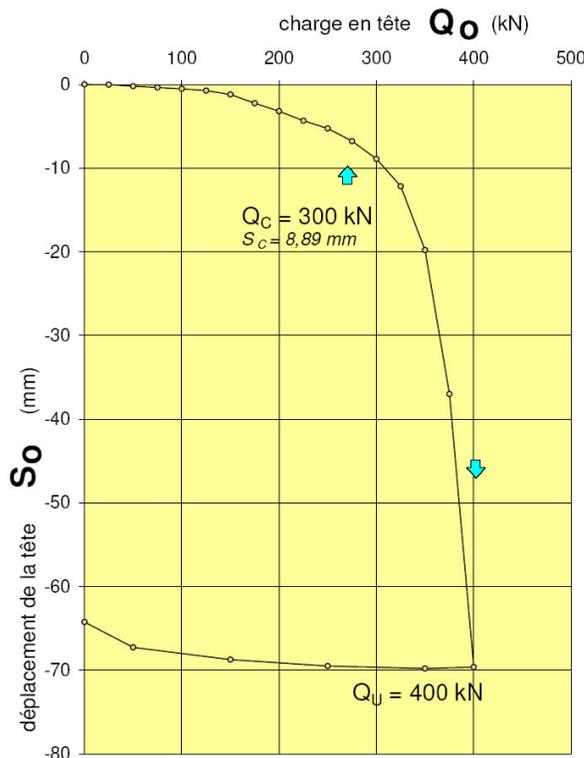


Figure 16 charge en tête Q_0 – enfoncement de la tête S_0 et de la pointe

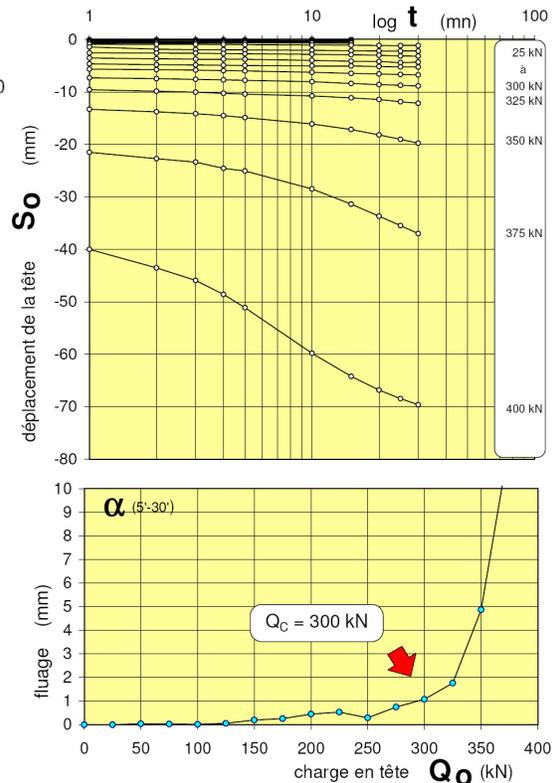


Figure 17 relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du fluage pour chaque palier et détermination de la charge de fluage Q_C

5.1.2 Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût, et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires ϵ illustrée sur la figure 18. Les figures 19 et 20 illustrent la distribution des efforts le long du pieu et les courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire q_s pour les différents niveaux de mesure.

Pour la charge limite $Q_u = 400$ kN, 73% est reprise par frottement latéral ($Q_s = 294$ kN) et 27% par la pointe ($Q_p = 106$ kN).

Les courbes de mobilisation du frottement unitaire pour les différents niveaux de fût : A – B – C – D – E – F –, sont représentées sur la Figure 20. Elles correspondent à la surface développée des inclusions rigides. Suivant les niveaux, et pour des déplacements $y_i \approx 42$ mm, les valeurs q_s sont égales à :

- ⇒ niveaux D, E et F, $q_s \approx 25$ kPa,
- ⇒ niveau C, $q_s \approx 40$ kPa
- ⇒ niveau B, $q_s \approx 90$ kPa
- ⇒ niveau A, $q_s \approx 55$ kPa.

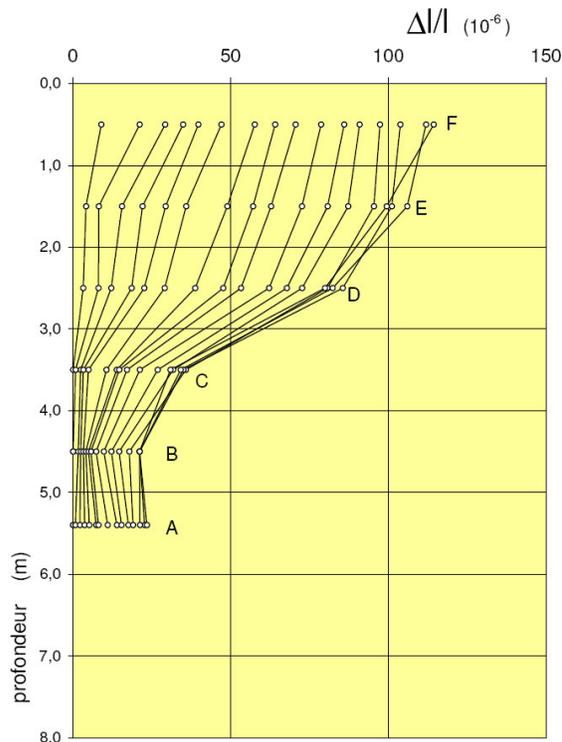


Figure 18 Distribution des déformations unitaires ϵ (Δ/L)

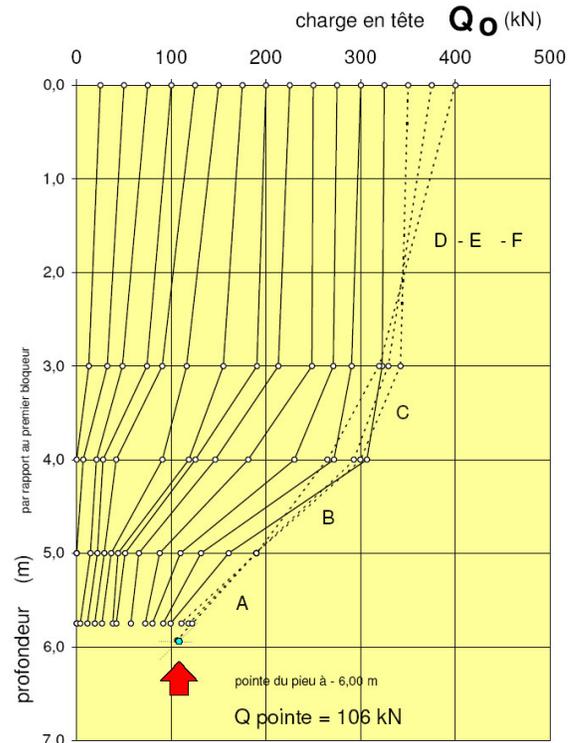


Figure 19 Distribution des efforts le long du pieu

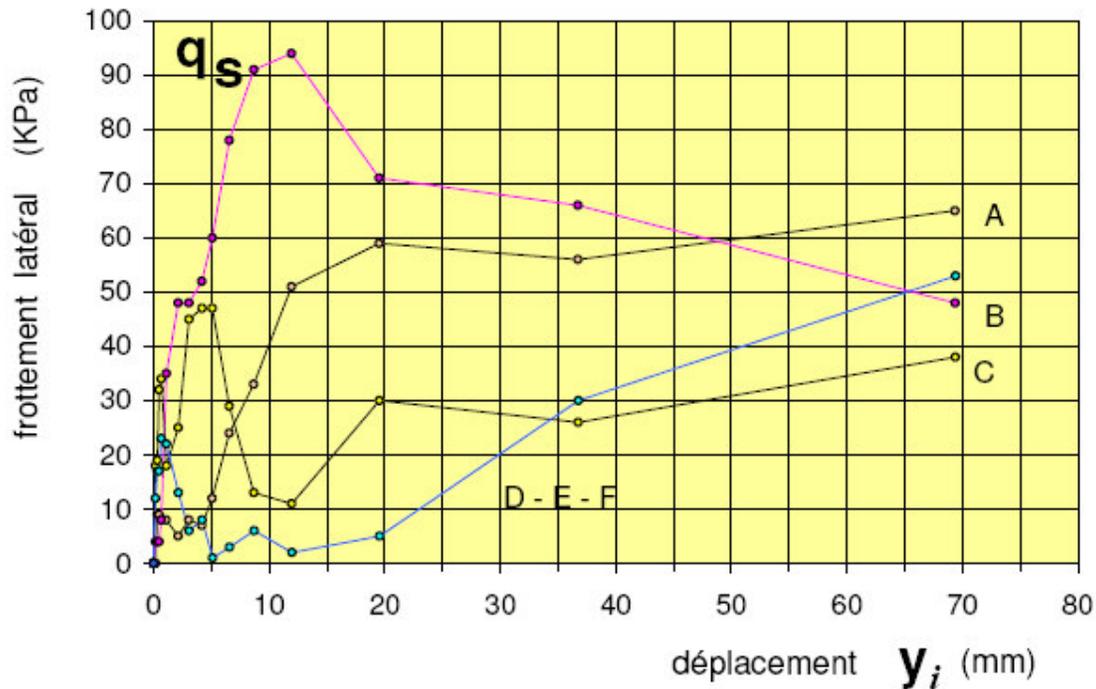


Figure 20 Courbes de mobilisation du frottement latéral (inclusion non refoulante)

5.2 Inclusions rigides refoulantes

Cette inclusion a été testée le 28 juin 2006, 48 jours après sa mise en fiche. Le programme de chargement a comporté 20 paliers de 25 kN, maintenus 30 minutes pour les 8 premiers, la rupture du sol a été progressive au fur et à mesure des paliers.

5.2.1 Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 21 et 22 illustrent l'essentiel des relations caractéristiques obtenues après l'interprétation de l'ensemble des mesures. L'interprétation des mesures en tête conduit aux 3 relations caractéristiques :

- charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 et de la pointe (figure 21)
- relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du fluage pour chaque palier (figure 22),
- détermination de la charge de fluage Q_C (figure 22).

La charge limite (ou ultime) Q_u du pieu a été atteinte sous la charge maximale d'épreuve de 500kN (50t) pour laquelle on a observé une augmentation très rapide des enfoncements lors de l'application de charge maximale. L'enfoncement de la tête a alors largement dépassé $1/10^{\text{ème}}$ du diamètre équivalent⁽⁵⁾ du profilé, avec une valeur $S_0 = 70$ mm.

La charge critique de fluage Q_C sur la relation $\alpha-Q_0$ de la figure 22, se situe entre le palier 25 et 26. On a adopté $Q_C = 425$ kN. Cette charge, après application d'un coefficient minorateur de 0,8 conduit, toujours vis-à-vis du sol, à une charge de service aux ELS (combinaisons quasi-permanente) de : $Q_N = 340$ kN.

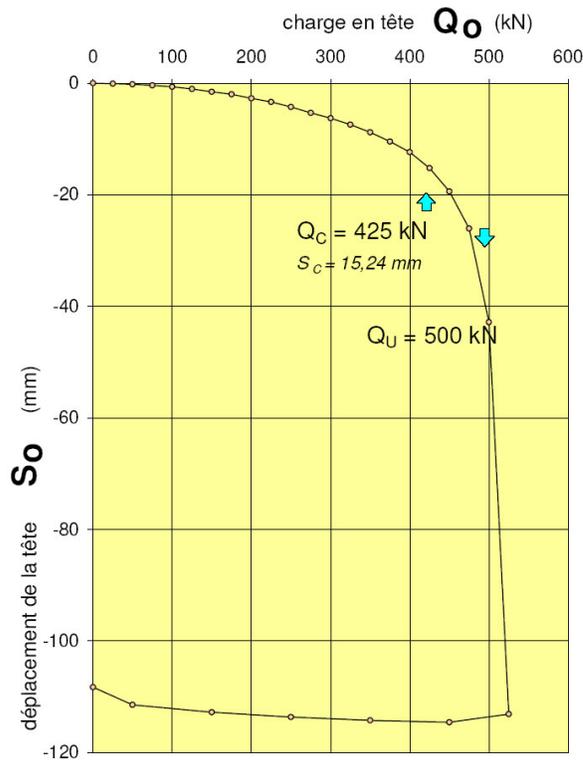


Figure 21 charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 et de la pointe

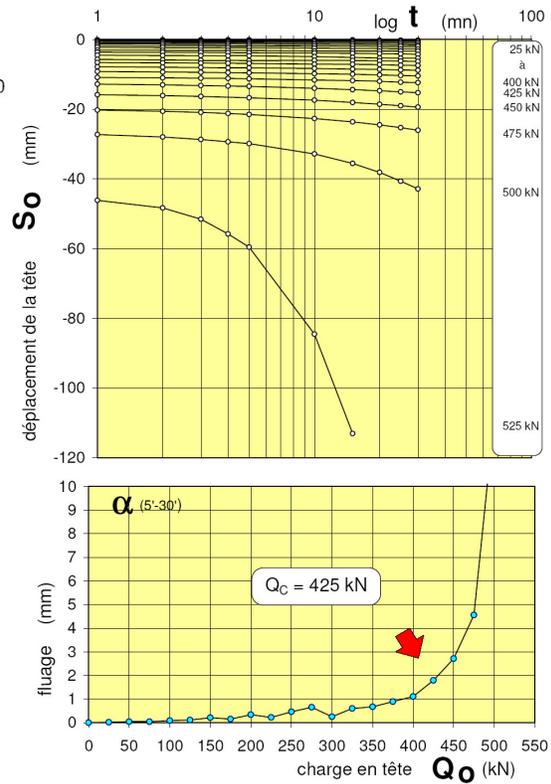


Figure 22 relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du fluage pour chaque palier et détermination de la charge de fluage Q_C

5.2.2 Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût, et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires ϵ illustrée sur la figure 21. Les figures 22 et 23 illustrent la distribution des efforts le long du pieu et les courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire q_s pour les différents niveaux de mesure.

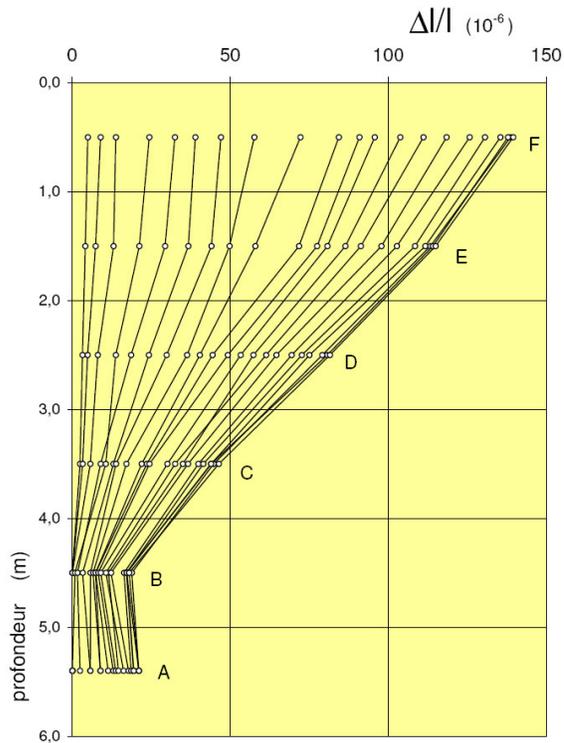


Figure 21 Distribution des déformations unitaires ϵ ($\Delta L/L$)

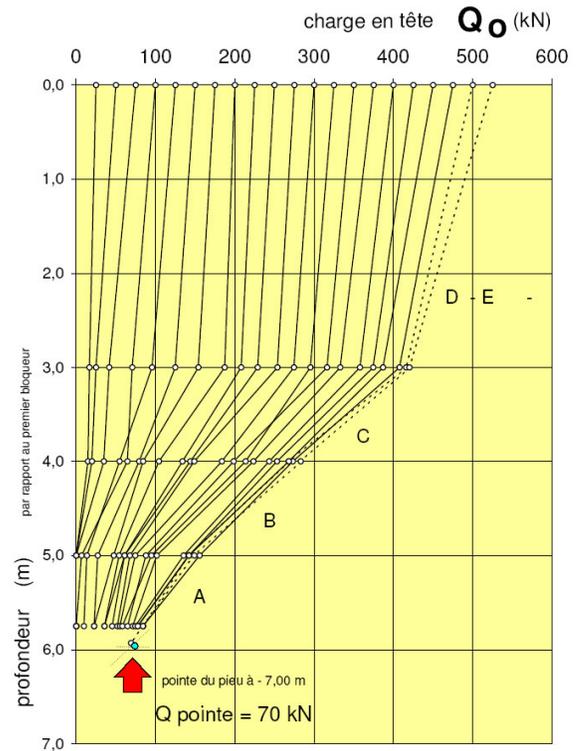


Figure 22 Distribution des efforts le long du pieu

Pour la charge limite $Q_u = 500$ kN, 86% est reprise par frottement latéral ($Q_s = 430$ kN) et 14% par la pointe ($Q_p = 70$ kN).

Les courbes de mobilisation du frottement unitaire pour les différents niveaux de fût : A – B – C – D – E – F – , sont représentées sur la Figure 23. Elles correspondent à la surface développée des inclusions rigides. Suivant les niveaux, et pour des déplacements $y_i \approx 42$ mm, les valeurs q_s sont égales à :

- ⇒ niveaux D, E et F, $q_s \approx 45$ kPa,
- ⇒ niveau C, $q_s \approx 90$ kPa
- ⇒ niveau B, $q_s \approx 80$ kPa
- ⇒ niveau A, $q_s \approx 50$ kPa.

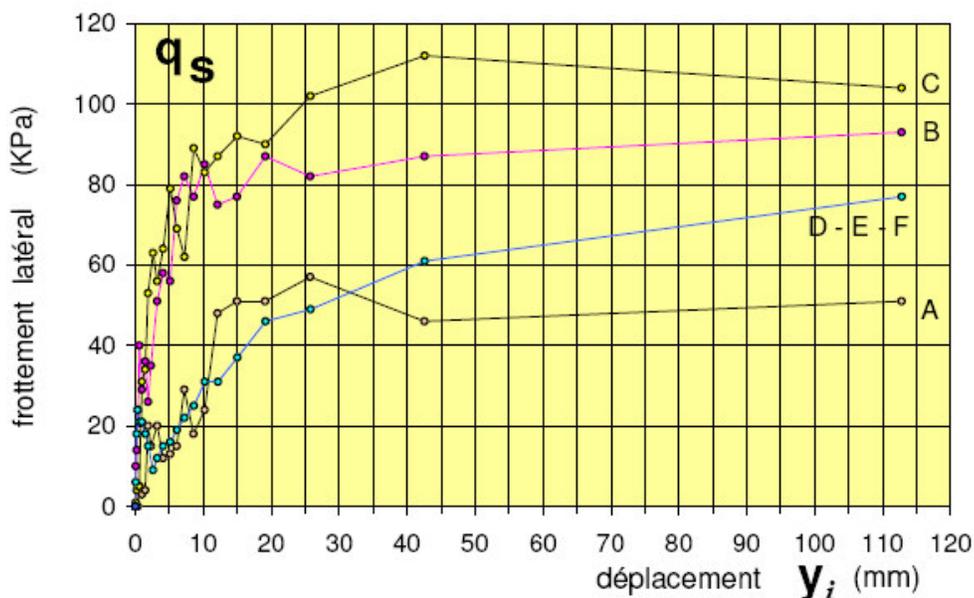


Figure 23 Courbes de mobilisation du frottement latéral (inclusion refoulante)

6 Conclusions

Les essais de chargement réalisés lors de cette étude sur des colonnes de ciment permettent de comparer les performances relatives de ces deux types de colonnes (refoulantes et non refoulantes).

On obtient en effet, une capacité portante supérieure de l'ordre de 25% pour l'inclusion refoulante ce qui est un résultat classique dans le domaine des fondations.

Pour ce qui concerne les charges de fluage Q_c celles-ci sont de 40% plus élevées pour les inclusions refoulantes (tableau I).

Tableau I Charges caractéristiques et tassement

Type d'inclusion	charge limite Q_u (kN)	charge fluage Q_c (kN)	tassement sous Q_c (mm)
Inclusion non refoulante	400	300	8,89
Inclusion refoulante	500	425	15,24

Le frottement latéral mobilisé dans le cas de l'inclusion non refoulante est inférieure ou dans certains cas assez proches à celui mesuré sur l'inclusion refoulante.

La résistance en pointe mobilisée est supérieure dans le cas de l'inclusion non refoulante par rapport à l'inclusion refoulante !

En ce qui concerne la mobilisation du frottement latéral et la résistance en pointe, nous ne sommes pas en mesure d'associer nos valeurs de frottement avec les valeurs de pressions limites obtenues lors de l'étude de sol et de les comparer aux abaques p_1-q_s du fascicule 62 pour le frottement latéral et aux valeurs de k_p données pour chacun des modes d'installation dans le fascicule 62.

Paris le 22 décembre 2006,

Frédéric Rocher-Lacoste

Alain Le Kouby

