



HAL
open science

Étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides

Sébastien Corneille

► **To cite this version:**

Sébastien Corneille. Étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. Autre. Institut National Polytechnique de Lorraine, 2007. Français. NNT : 2007INPL036N . tel-01752818

HAL Id: tel-01752818

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01752818>

Submitted on 29 Mar 2018

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

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



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy

Laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrages

Ecole Doctorale RP2E

Thèse

Soutenue publiquement le 25 juin 2007 en vue de l'obtention du titre de :

Docteur de l'Institut National Polytechnique de Lorraine

Spécialité :

Génie Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique

Par

Sébastien CORNEILLE

Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides

Membres du jury :

M A. DHOUIB	Directeur du service Géotechnique de GTM-CONSTRUCTION	Examineur
M G. DURMEYER	Président de DURMEYER SAS	Invité
M R. FRANK	Professeur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées	Rapporteur
M R. KASTNER	Professeur, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon	Rapporteur
Mme F. MASROURI	Professeur, Institut National Polytechnique de Lorraine	Directeur de thèse
M B. SIMON	Directeur Scientifique de TERRASOL	Examineur
M B. SOYEZ	Directeur de la Mission Génie Civil de la DRAST	Examineur
M J-P. TISOT	Professeur, Institut National Polytechnique de Lorraine	Président du jury

A mes grands parents maternels Agathe et Basile WANKEWYCZ
A mes grands parents paternels Louise et Etienne CORNEILLE
A mes parents Jeanine et Fernand
A ma soeur Vanessa
A Cécile.

« Si l'on pouvait présenter à chacun le nombre de ses années à venir comme celui de ses années passées, combien ceux qui verraient le peu qui leur reste trembleraient ! Combien ils en deviendraient économes ! Or, il est facile d'administrer un bien, si petit qu'il soit, lorsqu'il est assuré ; mais il faut conserver avec le plus de soin encore celui dont on ne sait quand il fera défaut. »

« La vie continuera comme elle a commencé, sans remonter son cours ni l'interrompre ; elle ne fera pas de bruit, elle ne t'avertira pas de sa rapidité, mais s'écoulera en silence. Ni le commandement d'un roi, ni la faveur d'un peuple ne la prolongeront. Sur sa lancée initiale, elle poursuivra sa course : nulle part elle ne se détournera ; nulle part elle ne s'attardera. Qu'arrivera-t-il ? Tu es occupé, la vie se hâte ; la mort, cependant, arrivera et, bon gré mal gré, il faudra lui céder la place. »

« Peut-il y avoir rien de plus stupide que la conception de certains hommes, j'entends ceux qui se targuent de prévoyance ? [...] Ils disposent leurs projets sur le long terme : or la plus grande perte de la vie, c'est l'ajournement. Il nous arrache les journées une à une ; il dérobe le présent, en promettant l'avenir. Le plus grand obstacle à la vie, c'est l'attente qui dépend du lendemain et perd le jour présent. [...] Où regardes-tu ? Jusqu'où t'étends-tu ? Tout l'avenir gît dans l'incertitude. Vis tout de suite. »

Vers l'an 59 apr. J.-C.
Sénèque (an 4 av. J.-C., an 65 apr. J.-C)

(Extraits de Sénèque, *La vie heureuse et La Brièveté de la vie*, Editions Flammarion, Paris, 2005)

REMERCIEMENTS

Les travaux de recherche de cette thèse C.I.F.R.E. ont été réalisés au sein de l'équipe Mécanique des Sols du Laboratoire Environnement, Géomantique et Ouvrages, de l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, et à l'entreprise DURMEYER S.A.S. dont le siège est à Mittersheim en Moselle.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à ma directrice de thèse, Farimah MASROURI, Professeur à l'INPL-ENSG, pour avoir guidé et enrichi mes réflexions tout au long de ce travail. Je la remercie très sincèrement pour sa disponibilité indéfectible et pour ses critiques constructives.

Je remercie également Françoise HOMAND, Professeur à l'ENSG-INPL et directrice du laboratoire, pour m'avoir accueilli au sein du LAEGO.

Je tiens aussi à remercier très sincèrement Gérard, Olivier et Yannick DURMEYER, respectivement Président, Directeur Général et Directeur Général Adjoint de l'entreprise DURMEYER S.A.S. pour leur soutien financier et technique apporté à la réalisation de cette étude.

Mes remerciements vont aussi à Bertrand SOYEZ, Directeur de la Mission Génie Civil de la DRAST du Ministère de l'Equipement, ainsi qu'à François BUYLE-BODIN précédent Directeur de la Mission Génie, pour le soutien financier et la confiance qu'ils ont bien voulu nous accorder.

Je remercie également Roger FRANK, Professeur à l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, et Richard KASTNER, Professeur à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, pour avoir bien voulu accepter d'être rapporteurs de ce travail. Je les remercie pour les remarques pertinentes qu'ils ont formulées à la lecture de ce mémoire.

Je remercie également Jean-Paul TISOT, Professeur à l'ENSG-INPL, pour ses précieux conseils lors de la rédaction de ce mémoire et pour avoir accepté de présider le jury.

Je tiens aussi à exprimer ma reconnaissance à Ammar DHOUIB, Directeur du département géotechnique de l'entreprise GTM-Constuction (Vinci), pour nous avoir conseillé et pour avoir accepté de participer au jury.

Je remercie Francis BLONDEAU, expert en géotechnique, pour nous avoir apporter un avis technique éclairé sur les colonnes ballastées.

Je tiens aussi à remercier le Conseil Régional de Lorraine pour son soutien financier.

Un grand merci à tous les employés de l'entreprise DURMEYER S.A.S., notamment Michèle, Brigitte, Maryse, Danièle, Christian, Hervé, Joseph, Vincent, Gérald, Sylvain, Marie-Joseph, Udo et Jean-Paul, qui ont bien voulu mettre en œuvre tout leur savoir faire au service de la réussite des essais en grandeur réelle.

Mes remerciements vont aussi à Jean François NOELLE et à Frank MANSUY pour m'avoir aidé à la réalisation des essais de laboratoire.

Je n'oublie pas de remercier Tatiana, Serguey S., Serguey O., Wu, Jon, Javad, Franck, Umur, Mohamad et surtout Hossein pour leur aide et leur soutien, même en dehors des heures de travail !

Plan

Introduction générale	19
Chapitre I	
Synthèse bibliographique	23
<i>Introduction</i>	23
I.1 Techniques d'amélioration par inclusions souples et conditions géotechniques	24
<i>I.1.1. Définition de l'amélioration de sol par inclusions souples</i>	24
<i>I.1.2. Procédés</i>	24
I.1.2.1. Plot ballasté pilonné	25
I.1.2.2. Colonne pilonnée	26
I.1.2.3. Vibroflottation	26
I.1.2.4. Colonne ballastée vibrée	27
<i>I.1.3. Domaines d'application</i>	32
I.1.3.1. Ouvrages	32
I.1.3.2. Conditions géotechniques du sol	33
I.1.3.3. Sols naturels	34
I.1.3.4. Sols anthropiques	37
I.1.3.5. Couche d'ancrage	38
I.1.3.6. Ballast	38
<i>I.1.4. Conclusion</i>	40
I.2. Mécanismes de comportement et dimensionnements	41
<i>I.2.1. Disposition des colonnes et mécanismes de ruptures</i>	42
I.2.1.1. Principes généraux de fonctionnement	42
I.2.1.2. Colonne isolée	43
I.2.1.3. Réseaux de colonnes et principe de la cellule unité	44
I.2.1.4. Facteur de substitution du sol A_r et rapport de surface A_s	45
I.2.1.5. Essais pour la détermination de l'amélioration	46
<i>I.2.2. Facteurs permettant de qualifier et de quantifier l'amélioration</i>	47
I.2.2.1. Facteur de concentration des contraintes n	47
I.2.2.2. Facteur de réduction des tassements β	48
<i>I.2.3. Conclusion</i>	52
<i>I.2.4. Méthodes de dimensionnement</i>	53
I.2.4.1. Travaux de Mattes et Poulos (1969) et de Hughes et Withers (1974)	53
I.2.4.2. Théories de l'expansion radiale d'une cavité cylindrique	54
I.2.4.3. Dimensionnement d'une colonne ballastée isolée selon la capacité portante	56
I.2.4.4. Etude du tassement d'une colonne ballastée	58
I.2.4.5. Dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées	64
I.3. Conclusion du chapitre I	72

Chapitre II	Site expérimental : Caractérisation et présentation des dispositifs	75
<i>Introduction</i>		75
II.1	Présentation générale du site des essais	77
<i>II.1.1. Localisation géographique</i>		77
<i>II.1.2 Contexte géologique et hydrogéologique</i>		77
II.2.	Caractérisation du site des essais en grandeur réelle	78
II.3.	Campagne de reconnaissance	78
<i>II.3.1. Sondage carotté SC1</i>		78
<i>II.3.2. Sondage pressiométrique SP1</i>		80
<i>II.3.3. CPT avant la réalisation des colonnes</i>		81
<i>II.4. Essais de laboratoire</i>		85
<i>II.4. Essais sur le ballast</i>		88
II.4.1.	Analyses granulométriques	88
II.4.2.	Essais de cisaillement à la boîte	89
II.4.3.	Essais Los Angeles et micro-Deval	90
II.5.	installation des Dispositifs expérimentaux	91
<i>II.5.1. Présentation générale</i>		91
<i>II.5.2. Mise en place des inclinomètres et des sondes de pression interstitielle</i>		93
II.5.2.1.	Inclinomètres	93
II.5.2.2.	Sondes de pression interstitielle	94
<i>II.5.3. Réalisation de l'ensemble des colonnes</i>		95
<i>II.5.4. Sondages de pénétration statique après la construction des colonnes</i>		95
<i>II.5.5. Réalisation des essais de chargement</i>		96
II.6.	Conclusion	98
Chapitre III		
Analyse et interprétation des résultats des essais en grandeur réelle		101
<i>Introduction</i>		101
III.1.	Essais de pénétration statique avant et après la réalisation des colonnes	103
<i>III.1.1. Variabilité naturelle</i>		103
<i>III.1.2. Zone des colonnes d'étalonnage</i>		104
III.1.2.1.	Colonne EE1 et EE2	104
III.1.2.2.	Groupe de trois colonnes EE3, EE7 et EE8	105
III.1.2.3.	Groupe de trois colonnes EE4, EE5 et EE6	108
<i>III.1.3. Zone des colonnes chargées</i>		110
<i>III.1.4. Essai de contrôle de la continuité et de la compacité des colonnes</i>		111
<i>III.1.5. Conclusion</i>		111
III.2.	Tassement et charge de fluage des semelles	113
<i>III.5.1. Semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne</i>		113

<i>III.5.2. Semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur le sol naturel et semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur trois colonnes ballastées</i>	115
<i>III.5.3. Comparaison des résultats</i>	118
III.2. Relevés inclinométriques	119
<i>III.2.1. Inclinomètres situés autour de la colonne isolée chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m</i>	120
III.2.1.1. Déformations latérales dues à la réalisation de la colonne	120
III.2.1.2. Déformations latérales dues au chargement de la semelle	120
<i>III.2.2. Inclinomètre situé à proximité du sol naturel chargé par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m</i>	122
<i>III.2.3. Comparaison des résultats inclinométriques à proximité des semelles 1,2 x 1,2 x 0,5 m</i>	122
<i>III.2.4. Inclinomètres 4 et 5 à proximité de la colonne 1 du groupe des trois colonnes chargées par la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m</i>	123
III.2.4.1. Déformations latérales dues à la réalisation des colonnes	123
III.2.4.2. Déformations latérales dues au chargement de la semelle	125
<i>III.2.5. Inclinomètres 4 et 6</i>	126
III.2.5.1. Déformations latérales dues à la réalisation des colonnes	126
III.2.5.2. Déformations latérales dues au chargement de la semelle	128
<i>III.2.6. Conclusion</i>	128
III.3. Sondes de pression interstitielle	129
<i>III.3.1. Paramètres pouvant influencer les mesures</i>	130
<i>III.3.2. Analyse des mesures de la zone chargée avec une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel</i>	132
<i>III.3.3. Analyse des mesures de la zone chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne isolée</i>	134
<i>III.3.4. Comparaison des mesures de la zone chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et de celle chargée par une semelle identique sur la colonne ballastée</i>	136
<i>III.3.5. Analyse des mesures de pression interstitielles au centre des trois colonnes</i>	136
<i>III.3.6. Analyse des mesures des sondes de pression interstitielle 4</i>	138
<i>III.3.7. Comparaison des mesures des sondes centrales et périphériques de la zone chargée par une semelle 2,3 x 2,5 m sur les trois colonnes ballastées</i>	140
<i>III.3.8. Comparaison des sondes des zones à une et à trois colonnes</i>	141
III.4. Interpretation des mesures de pressions totales verticales	142
<i>III.4.1. Essai de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur la colonne</i>	142
<i>III.4.2. Essai de chargement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes</i>	143
<i>III.4.3. Comparaison des résultats avec ceux d'autres auteurs</i>	144
III.5. Conclusion	146
Chapitre IV	
Modélisation numérique en 2 et 3 D	149
IV.1. Modélisation en 2D d'une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et d'une semelle de mêmes dimensions sur une colonne ballastée	150
<i>IV.1.1. Propriétés mécaniques des matériaux</i>	150
<i>IV.1.2. Définition du modèle de base</i>	150
<i>IV.1.3. Déplacements verticaux</i>	151
IV.1.3.1. Etude paramétrique	151

IV.1.3.2. Modélisation de la phase de mise en place de la colonne	159
IV.1.3.3. Comparaison des tassements des semelles avec et sans colonne	163
Conclusion	166
<i>IV.1.4. Déplacements horizontaux</i>	<i>167</i>
IV.1.4.1. Comparaison des mesures <i>in situ</i> et des modélisations 2D	167
Conclusion	170
<i>IV.1.5. Contraintes totales verticales</i>	<i>171</i>
IV.1.5.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations 2D	171
Conclusion	172
IV.2. Modélisation en 3D s'une semelle (1,2 X 1,2 X 0,5 m) sur le sol naturel et d'une semelle sur une colonne ballastée	172
<i>IV.2.1. Présentation du modèle</i>	<i>173</i>
<i>IV.2.2. Déplacements verticaux</i>	<i>174</i>
IV.2.2.1. Comparaison des mesures <i>in situ</i> et des modélisations	174
IV.2.2.2. Comparaison des mesures <i>in situ</i> et des modélisations 2D et 3D	176
<i>IV.2.3. Déplacements horizontaux</i>	<i>179</i>
IV.2.3.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations	179
<i>IV.2.4. Contraintes totales verticales</i>	<i>181</i>
IV.2.4.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations	182
IV.3. Modélisation en 3D d'une semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur le sol naturel et d'une semelle sur trois colonnes ballastées	184
<i>IV.3.1. Présentation du modèle</i>	<i>184</i>
<i>IV.3.2. Déplacements verticaux</i>	<i>184</i>
IV.3.2.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations	185
<i>IV.3.3. Déplacements horizontaux</i>	<i>188</i>
IV.3.3.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations	188
<i>IV.3.4. Contraintes totales verticales</i>	<i>191</i>
IV.3.4.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations	191
IV.4. Conclusion	193
Conclusion générale	195
Bibliographie	199
Annexe 1 - Tableaux du chapitre I	p. 212 à 234
Annexe 2 - Photos des échantillons de sol et copue lithologique détaillée	p. 235 à 245
Annexe 3 - Résultats pénétrométriques pré-amélioration	p. 246 à 252
Annexe 4 - Fiches d'enregistrement des paramètres des colonnes	p. 253 à 265
Annexe 5 - Calculs de capacité portante et de tassement	p. 266 à 289

Liste des tableaux

(Compte tenu de leur taille, les tableaux du chapitre I ne figurant pas dans cette liste ont été placés dans l'annexe I)

Tableau I 1 - Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes. ...	31
Tableau I 4 - Remarques ou conseils quant à l'utilisation des colonnes ballastées dans les sols organiques.	37
Tableau I 10 - Variation du facteur de concentration des contraintes (d'après Guermazi, 1986).....	48
Tableau I 14 - Valeurs du facteur d'homogénéisation courant m.	67
Tableau I 15 - Valeurs de la résistance au cisaillement τ du sol traité.....	68
Tableau II 1 - Catégorie et structure des sols selon le sondage pressiométrique.	81
Tableau II 2 - Résultats des essais œdométriques et des essais de cisaillement direct à la boîte.	87
Tableau II 3 - Calcul de l'angle de frottement du calcaire à polypiers en fonction de la contrainte normale (selon loi empirique).....	90
Tableau II 4 - Valeurs de Los Angeles et de micro-Deval du ballast, et valeurs recommandées.	90
Tableau II 5 - Dispositif expérimental et essais selon les configurations.	91
Tableau II 6 - Signification des abréviations utilisées pour les colonnes d'étalonnage, les configurations des essais de chargement et la zone non chargée.	91
Tableau II 7 - Relevés inclinométriques pour l'essai de chargement de la semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur la colonne ballastée et de la semelle de mêmes dimensions sur le sol naturel.....	94
Tableau II 8 - Relevés inclinométriques pour l'essai de chargement de la semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur les trois colonnes ballastées.....	94
Tableau III 1 - Résistance de pointe moyenne avant la réalisation des colonnes, selon la couche d'argile considérée.....	103
Tableau III 2 - Pourcentage du coefficient d'amélioration inférieur ou égal à 1, pour le groupe constitué des colonnes EE3, EE7 et EE8.	107
Tableau III 3 - Pourcentage du coefficient d'amélioration inférieur ou égal à 1, pour le groupe constitué des colonnes EE4, EE5 et EE6.	110
Tableau III 4 - Charge, contrainte de fluage et tassement associé.	118
Tableau III 5 - Rapport de surfaces.	119
Tableau III 6 – Réponses des sondes aux principales étapes des essais en grandeur réelle.	142
Tableau IV 1 - Propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans les modélisations.....	150
Tableau IV 2 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 1 et 2 au tassement in situ.....	152
Tableau IV 3 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 1, 3 et 4 au tassement in situ.....	153
Tableau IV 4 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 2, 5 et 6 au tassement in situ.....	154
Tableau IV 5 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 2, 7 et 8 au tassement in situ.....	155
Tableau IV 6 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 1 et 9 au tassement in situ.....	156
Tableau IV 7 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 2 et 10 au tassement in situ.....	157
Tableau IV 8 - Rapport de tassement du K_0 initial sur le K_0 considéré.	160
Tableau IV 9 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 1, 2 et 11 au tassement in situ.....	162
Tableau IV 10 - Pourcentage du tassement total à une profondeur donnée selon la charge considérée.	163
Tableau IV 11 - Contrainte moyenne et charge selon le matériau pour les modélisations FLAC 3D d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique ou élastique linéaire.....	183
Tableau IV 12 - Rapport du tassement numérique pour le modèle sur les trois colonnes au tassement expérimental.....	186

Liste des figures

Figure I 1 - Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné.	25
Figure I 2 - Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée	26
Figure I 3 - Schéma de principe de la vibroflottation.	27
Figure I 4 - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut.	29
Figure I 5a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (début).....	29
Figure I 5b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (fin).	30
Figure I 6a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début).	30
Figure I 6b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin).	31
Figure I 7 - Report des charges sur les colonnes dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple (Eggestad, 1983).....	32
Figure I 8 - Fuseau granulométrique préférentiel pour la vibroflottation (Mitchell, 1970).....	33
Figure I 9 - Techniques des colonnes ballastées vibrées ou du vibrocompactage selon les classes granulométriques des sols.	34
Figure I 10 - Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b).	35
Figure I 11 - Modes de rupture des colonnes ballastées isolées dans un sol homogène (Datye, 1982). ...	43
Figure I 12 - Mécanismes de ruptures des colonnes ballastées isolées dans les sols non homogènes (Barksdale et Bachus, 1983).....	44
Figure I 13 - Disposition des colonnes selon les maillages, à gauche, et principe de la cellule unité, à droite (Balaam et Booker, 1981).	45
Figure I 14 - Facteur de réduction des tassements β en fonction de A_s dans le cas d'une fondation souple uniformément chargée reposant sur un réseau infini de colonnes ballastées disposées en maillage carré.	50
Figure I 15 - Facteur de réduction des tassements β en fonction de A_s dans le cas d'une fondation rigide uniformément chargée reposant sur un réseau infini de colonnes ballastées.	51
Figure I 16 - Variation du rapport des tassements d'une semelle filante en fonction du rapport d/D et du nombre de rangées de colonnes (d'après Priebe, 1995).	52
Figure I 17 - Rupture par expansion latérale d'un modèle réduit de colonne ballastée isolée chargée par une plaque rigide (Hughes et Withers, 1974).	54
Figure I 18 - Facteurs d'expansion, F_c et F_q , d'une cavité cylindrique (Vesic, 1972).	55
Figure I 19 - Surface de rupture par cisaillement généralisé (gauche) et abaque pour la détermination de l'angle δ (droite) (Brauns, 1978).....	57
Figure I 20 - Longueurs minimales et maximales d'une colonne flottante (Brauns, 1980).	58
Figure I 21 - Prévion de la charge admissible en tête de colonne et du diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thornburn, 1975)..	58
Figure I 22 - (a) Tassement de la tête de l'inclusion compressible et (b) pourcentage de la charge supportée par la base de l'inclusion en fonction de la rigidité relative entre l'inclusion et le sol (d'après Mattes et Poulos, 1969).	59

Figure II 1 - Localisation du site expérimental.	77
Figure II 2 - Extrait de la carte géologique de SARRE-UNION au 1/50 000 ^e	77
Figure II 3 - Plan général du site des essais en grandeur réelle.	79
Figure II 4 - Plan d'implantation du sondage carotté (SC1), du sondage pressiométrique (SP1) et des treize sondages de pénétration statique (CPT) en pré-amélioration.	80
Figure II 5 - Pression limite nette, module pressiométrique, rapport du module pressiométrique sur la pression limite nette et catégorie de sol.	80
Figure II 6 - Résistance de pointe, coefficient de frottement et coupe de sol pour le CPT n°1 (a) et n°3 (b).	81
Figure II 7 - Estimation de la nature du sol jusqu'à 2,5 m de profondeur selon l'abaque de Schmertmann (1978).	83
Figure II 8 - Estimation de la nature du sol de 2,5 à 5 m de profondeur selon l'abaque de Schmertmann (1978).	83
Figure II 9 - Estimation de la nature du sol de 5 à 6,5 m de profondeur selon l'abaque de Schmertmann (1978).	84
Figure II 10 - Estimation de la nature du sol de 6,5 à 8,5 m de profondeur selon l'abaque de Schmertmann (1978).	84
Figure II 11 - Estimation de la nature du substratum selon l'abaque de Schmertmann (1978).	85
Figure II 12 - Courbe granulométrique du sol à 2,2, 3,6 et 5,25 m de profondeur.	86
Figure II 13 - Poids volumiques, teneurs en eau naturelle, limites d'Atterberg, valeur au bleu de méthylène, teneur en carbonate de calcium et coupe de sol.	86
Figure II 14 - Calcaire à polypiers concassé.	88
Figure II 15 - Courbes granulométriques du ballast non compacté.	88
Figure II 16 - Courbe intrinsèque du ballast.	89
Figure II 17 - Vue en coupe du vibreur TR17 utilisé pour la construction des colonnes.	92
Figure II 18 - Vue d'ensemble de la localisation individuelle des différentes configurations.	92
Figure II 19 - Vue en plan de l'essai de chargement d'une semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur une colonne ballastée et d'une semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur le sol naturel.	92
Figure II 20 - Vue en plan de la configuration de l'essai de chargement de la semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur trois colonnes ballastées.	93
Figure II 21 - Vue en plan de la configuration de l'essai de chargement de la semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur le sol naturel.	93
Figure II 22 - Coupe schématique de détail des sondes de pression interstitielle.	95
Figure II 23 - Plan d'implantation des CPT pré et post réalisation des colonnes par rapport aux colonnes d'étalonnage.	96
Figure II 24 - Plan d'implantation des CPT pré et post réalisation de la colonne par rapport à la colonne isolée.	96
Figure II 25 - a. Essai de chargement de la semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur la colonne. b. Coupe schématique 1-1' de l'essai de chargement de la semelle sur la colonne.	97
Figure II 26 - a. Essai de chargement de la semelle sur la colonne (gauche) et sur le sol naturel (droite). b. Vue de détail de l'essai de chargement de la semelle sur la colonne.	97
Figure II 27 - Coupe schématique de l'essai de chargement de la semelle sur les trois colonnes ballastées.	98
Figure II 28 - Essai de chargement de la semelle sur le sol naturel (gauche) et sur la colonne (droite).	98
Figure III 1- Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité de la colonne EE1.	104

Figure III 2 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité de la colonne EE2, et schéma d'implantation des CPT.	105
Figure III 3 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile, selon le CPT 5 pour le groupe constitué des colonnes EE3, EE7 et EE8, et schéma d'implantation des CPT.	105
Figure III 4 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile, selon le CPT 6 pour le groupe constitué des colonnes EE3, EE7 et EE8, et schéma d'implantation des CPT.	106
Figure III 5 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 7 pour le groupe constitué des colonnes EE3, EE7 et EE8, et schéma d'implantation des CPT.	107
Figure III 6 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 8 pour le groupe constitué des colonnes EE4, EE5 et EE6, et schéma d'implantation des CPT.	108
Figure III 7 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 9 pour le groupe constitué des colonnes EE4, EE5 et EE6, et schéma d'implantation des CPT.	109
Figure III 8 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 10 pour le groupe constitué des colonnes EE4, EE5 et EE6, et schéma d'implantation des CPT.	109
Figure III 9 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 3 pour la colonne isolée EC1 CB, et schéma d'implantation des CPT.	110
Figure III 10 - CPT de contrôle de continuité et de compacité de la colonne EE6.	111
Figure III 11 - Tassement d'une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et sur une colonne ballastée en fonction de la charge appliquée (a), et facteur de réduction des tassements en fonction de la charge appliquée (b).	114
Figure III 12 - Courbes de fluage lors du chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel. .	114
Figure III 13 - Courbes de fluage lors du chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur la colonne ballastée.	115
Figure III 14 – Tassement entre 30 et 60 minutes, en fonction du rapport de la charge appliquée sur la charge maximale atteinte par les essais de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et sur la colonne ballastée.	115
Figure III 15 - Tassement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur le sol naturel et sur les trois colonnes ballastées en fonction de la charge appliquée (a), et facteur de réduction des tassements en fonction de la charge appliquée (b).	116
Figure III 16 - Courbes de fluage lors du chargement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur le sol naturel. .	116
Figure III 17 - Courbes de fluage lors du chargement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes ballastées.	117
Figure III 18 – Tassement entre 30 et 60 minutes, en fonction du rapport de la charge appliquée sur la charge maximale atteinte par les essais de chargement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur le sol naturel et sur les trois colonnes ballastées.	117
Figure III 19 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 1 (gauche) et 2 (droite), selon l'axe A, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.	121
Figure III 20 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 1 (gauche) et 2 (droite), selon l'axe B.	121
Figure III 21 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 3, selon l'axe A et selon l'axe B, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.	122
Figure III 22 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 4 et 5, selon l'axe A, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.	124
Figure III 23 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 4 et 5, selon l'axe B, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.	125

Figure III 24 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 4 et 6, selon l'axe A, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.....	127
Figure III 25- Déplacements cumulés de l'inclinomètre 4 et 6, selon l'axe B, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.....	127
Figure III 26 - Variation de la pression interstitielle mesurée par les sondes de la zone de référence, ainsi que de la pression atmosphérique, pendant une période de pluviométrie nulle.	131
Figure III 27 - Variation de la pression interstitielle mesurée par les sondes de la zone de référence, ainsi que de la température, pendant une période de pluviométrie nulle.	131
Figure III 28 - Variation de la pression interstitielle nette à 1,5 m de profondeur pour la zone chargée avec une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne, une même semelle sur le sol naturel, la zone non chargée, et différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée, et pluviométrie en fonction du temps.....	132
Figure III 29 - Différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée, en fonction du temps à 3 et 4,5 m de profondeur pour la zone non améliorée chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m. ...	134
Figure III 30 - Différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée en fonction du temps, à 3 et 4,5 m de profondeur pour la zone chargée avec une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne ballastée	135
Figure III 31 - Différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée en fonction du temps à 3 et 4,5 m de profondeur au centre de la zone chargée par la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes ballastées.	138
Figure III 32- Différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée en fonction du temps, pour les sondes périphériques à 3 et 4,5 m de profondeur, de la zone chargée par une semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes.	139
Figure III 33 - Facteur de concentration des contraintes verticales et contraintes mesurées par les capteurs de l'essai de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne.	143
Figure III 34 - Facteur de concentration des contraintes verticales et contraintes mesurées par les capteurs de l'essai de chargement sur les trois colonnes.....	144
Figure III 35- Facteur de concentration des contraintes verticales en fonction de la contrainte appliquée, selon divers auteurs.....	145
Figure III 36 - Comparaison des facteurs de concentration des contraintes verticales en fonction de la contrainte appliquée, déterminés lors de ces essais et par divers auteurs.....	145
Figure IV 1 – Modèle PLAXIS 2D	151
Figure IV 2 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données in situ et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élastique linéaire ou élasto-plastique). .	152
Figure IV 3 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données in situ et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élastique linéaire à module de Young égal à 40, 69 ou 100 MPa).....	153
Figure IV 4 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb avec un module de Young égal à 40, 69 ou 100 MPa).....	154
Figure IV 5 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb avec un angle de frottement égal à 35, 40 ou 45°).	155
Figure IV 6 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élastique, paramètres drainés ou non drainés pour les sols).....	156
Figure IV 7 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, paramètres drainés ou non drainés pour les sols).....	157
Figure IV 8 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D en fonction de l'angle de dilatance du ballast.	158

Figure IV 9 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, K_0 égal à 1, 1,5, 2 ou 3).....	160
Figure IV 10 - Schéma de principe de la construction par étapes de la colonne.....	161
Figure IV 11 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement soit élastique linéaire, soit élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb et mise en place avec ou sans refoulement) ..	162
Figure IV 12 - Tassement de la semelle sur le sol naturel (a) et de celui de la semelle sur la colonne ballastée (b), en fonction de la distance à l'axe de la semelle, sous la semelle, à 2, 2,5 et 3 m de profondeur, pour une charge appliquée de 60 kN.....	164
Figure IV 13 - Tassement de la semelle sur le sol naturel (a) et de celui de la semelle sur la colonne ballastée (b), en fonction de la distance à l'axe de la semelle, sous la semelle, à 2, 2,5 et 3 m de profondeur, pour une charge appliquée de 225 kN.....	164
Figure IV 14 - Tassement de la semelle sur le sol naturel (a) et de celui de la semelle sur la colonne ballastée (b), en fonction de la distance à l'axe de la semelle, sous la semelle, à 2, 2,5 et 3 m de profondeur, pour une charge appliquée de 300 kN.....	164
Figure IV 15 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne et de la semelle sur le sol naturel, à partir des données expérimentales, et de ceux obtenus en 2D, pour une colonne mise en place avec ou sans refoulement, et pour le sol naturel.....	165
Figure IV 16 - Facteur de réduction du tassement déterminé à partir des données expérimentales et à partir de trois modèles 2D avec les paramètres originaux.....	166
Figure IV 17 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle à colonne élastique linéaire), pour des charges verticales de 60, 150 et 375 kN.....	167
Figure IV 18 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle avec colonne élasto-plastique mise en place sans refoulement), pour des charges verticales de 60, 150 et 375 kN.....	168
Figure IV 19 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle avec colonne élastique linéaire) et en bordure de la colonne (modèle avec colonne élastique linéaire), pour une charge verticale de 525 kN.....	169
Figure IV 20 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle avec colonne élasto-plastique mise en place sans refoulement), et en bordure de la colonne (modèle avec colonne élasto-plastique) pour une charge verticale de 525 kN.....	169
Figure IV 21 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle avec colonne élasto-plastique, mise en place avec refoulement), et en bordure de la colonne (modèle avec colonne élasto-plastique) pour une charge verticale de 525 kN.....	170
Figure IV 22 - Facteur de concentration des contraintes en fonction de la charge appliquée, pour les trois modèles en 2D (colonne élastique et colonne élasto-plastique mise en place avec ou sans refoulement latéral) et pour les données expérimentales.....	171
Figure IV 23 - Charges sur la colonne et sur le sol en fonction de la charge appliquée, pour les trois modèles en 2D (colonne élastique et colonne élasto-plastique mise en place avec ou sans refoulement latéral) et pour les données expérimentales.....	172
Figure IV 24 - Vue en 3D du modèle d'une semelle de dimensions 1,2 x 1,2 x 0,5 m reposant sur une colonne ballastée.....	173
Figure IV 25 - Vue en plan du maillage du modèle d'une semelle de dimensions 1,2 x 1,2 x 0,5 m reposant sur une colonne ballastée (a), et détail de la zone sous et à proximité de la semelle (b).....	173
Figure IV 26 - Tassement d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique (a), et à loi de comportement élastique linéaire (b).....	175
Figure IV 27 - Comparaison des tassements en fonction de la charge des mesures expérimentales et des modélisations FLAC 3D, avec ou sans colonne.....	176
Figure IV 28 - Captures d'écran du tassement de la colonne en fonction de la profondeur, pour des charges appliquées sur la semelle de 60, 150, 375 et 525 kN.....	177

Figure IV 29 - Comparaison des tassements d'une semelle sur le sol naturel et d'une semelle sur une colonne ballastée, à partir des données expérimentales et de ceux obtenus par diverses modélisations, pour une charge appliquée de 120 kN.	178
Figure IV 30 - Comparaison des tassements d'une semelle sur le sol naturel et d'une semelle sur une colonne ballastée, à partir des données expérimentales et de ceux obtenus par diverses modélisations, pour une charge appliquée de 225 kN.	178
Figure IV 31 - Comparaison des tassements d'une semelle sur le sol naturel et d'une semelle sur une colonne ballastée, à partir des données expérimentales et de ceux obtenus par diverses modélisations pour une charge appliquée de 300 kN.	179
Figure IV 32 - Déplacement horizontal déterminé par le modèle avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique (FLAC 3D), aux bords de la colonne, pour une charge verticale appliquée de 375 kN sur la semelle avec une colonne ballastée.	180
Figure IV 33 - Déplacement horizontal in situ et déterminé par le modèle avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique ou élastique linéaire (FLAC 3D), à l'emplacement des deux inclinomètres de la colonne isolée, pour une charge verticale appliquée de 375 kN sur la semelle avec une colonne ballastée.	180
Figure IV 34 - Surface déformée de la colonne à loi de comportement élastique linéaire, chargée par une semelle rigide, pour des charges de 0, 60, 150, 375 et 525 kN.	181
Figure IV 35 - Contrainte totale verticale sous la base de la semelle, pour une charge verticale de 300 kN, dans le cas de la modélisation d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élastique linéaire et d'une autre sur une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb.	182
Figure IV 36 - Contrainte totale verticale à différentes profondeurs sous la base de la semelle, pour une charge verticale de 300 kN, dans le cas de la modélisation d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb.	183
Figure IV 37 - Vue en plan du maillage du modèle d'une semelle de dimensions 2,3 x 2,5 x 0,5 m reposant sur trois colonnes ballastées (a), et détail de la zone sous et à proximité de la semelle (b).	184
Figure IV 38 - Tassement selon la coupe A-A' en fonction de la charge appliquée sur la semelle reposant sur les trois colonnes.	185
Figure IV 39 - Tassement selon la coupe B-B' en fonction de la charge appliquée sur la semelle reposant sur les trois colonnes.	186
Figure IV 40 - Tassement en fonction de la charge pour l'essai de chargement de la semelle sur les trois colonnes (expérimental et modélisation).	187
Figure IV 41 - Captures d'écran du tassement des trois colonnes.	187
Figure IV 42 - Surfaces déformées des trois colonnes pour une charge de 1 250 kN.	188
Figure IV 43 - Emplacement des trois inclinomètres.	189
Figure IV 44 - Déplacements horizontaux à l'emplacement de l'inclinomètre n°4, pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN.	189
Figure IV 45 - Déplacements horizontaux à l'emplacement de l'inclinomètre n°5, pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN.	190
Figure IV 46 - Déplacements horizontaux à l'emplacement de l'inclinomètre n°6, pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN.	190
Figure IV 47 - Déplacements horizontaux au centre de la semelle (axe x et y) pour une charge de 1 750 kN.	191
Figure IV 48 - Distribution de la contrainte totale verticale sur le sol et sur les colonnes n°2 et 3, à 500 et 1 250 kN de chargement.	192
Figure IV 49 - Distribution de la contrainte totale verticale sur le sol et sur la colonne n°1, à 500 et 1 250 kN de chargement.	193

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les nombreuses méthodes pour améliorer les sols, la mise au point, la construction et le développement de la technique des colonnes ballastées sont intimement liés à la vibroflottation. Cette dernière permet, sous l'action d'une aiguille vibrante pénétrant par refoulement latéral un sol pulvérulent lâche à l'aide d'un fluide de lançage (air ou eau), un réarrangement des grains dans un état plus compact. L'effet de la vibration entraîne une liquéfaction du sol et la dissipation des surpressions interstitielles permet par la suite la densification. C'est au début des années 1930 en Allemagne, que STEUERMANN et DEGEN, alors employés de Johann KELLER GmbH, ont développé la vibroflottation afin de compacter des sables et des graviers. Cependant, la variété des sols à traiter, pulvérulents à cohérents, a nécessité, depuis la fin des années 1950 en Europe, une modification du matériel et de la technique originale. C'est ainsi qu'une technique permettant l'introduction d'un matériau pulvérulent grossier, le ballast, et sa compaction dans le sol cohérent à traiter, a été inventée et nommée colonne ballastée.

A l'origine, l'utilisation des colonnes ballastées était réservée à l'amélioration globale d'un sol cohérent, ou à passages cohérents, afin qu'il puisse supporter des charges réparties (remblais, dallages, radiers...) sans dommages pour la structure ainsi construite. La multiplication des points de compaction crée ainsi un réseau d'inclusions souples ou semi-rigides. De nombreuses publications font état de la réalisation de colonnes ballastées sous des ouvrages de grandes dimensions (Barksdale et Bachus, 1983, Degen, 1998, etc.) et de leur dimensionnement (Priebe, 1995), bien que sa théorie date de la fin des années 1970. Par ailleurs, plusieurs auteurs ont étudié le comportement mécanique en grandeur réelle des colonnes ballastées sous des ouvrages souples (Mac Kenna *et al.*, 1975, Vautrain, 1980, Greenwood, 1991). Cependant, peu nombreux sont les auteurs qui ont étudié en grandeur réelle des colonnes ballastées convenablement instrumentées et chargées par une fondation rigide (Watts *et al.*, 2000).

Compte tenu de l'utilisation possible des colonnes ballastées en tant qu'éléments de fondation sous des semelles rigides et non pas en tant qu'amélioration du sol *stricto sensu*, le premier objectif de la thèse a été de déterminer et de quantifier, *in situ*, les améliorations que peut apporter une telle inclusion ou un groupe limité d'inclusions. Ceci a été effectué, en premier lieu, par la mesure de la résistance de pointe du sol avant et après la mise en place de trois colonnes isolées et de deux groupes de trois colonnes, disposées aux sommets d'un triangle équilatéral, et ceci à différentes distances de ces inclusions. Il s'agit des essais d'étalonnage. Ensuite, d'autres

paramètres (déplacements verticaux, horizontaux, pression totale verticale et pression interstitielle) ont été étudiés afin de déterminer et de quantifier l'amélioration obtenue. Il s'est agi de déterminer la réduction des tassements, l'augmentation de la capacité portante du sol et la diminution des surpressions interstitielles grâce à la mise en place d'une importante instrumentation *in situ* (inclinomètres, capteurs de pression totale, sondes de pression interstitielle...). Ces paramètres ainsi que la zone et le mode de rupture de la ou des colonnes, ont été déterminés à partir d'essais de chargement en grandeur réelle. Une semelle carrée posée sur une colonne isolée et une autre semelle de mêmes caractéristiques reposant sur le sol naturel, ont été chargées. Par ailleurs, une semelle carrée reposant sur un groupe de trois colonnes disposées aux sommets d'un triangle équilatéral ainsi qu'une autre semelle de mêmes dimensions sur le sol naturel, ont aussi été chargées.

Le second objectif de la thèse a été de définir et de valider, à partir de l'ensemble des résultats obtenus *in situ*, une méthodologie de modélisation numérique en deux et trois dimensions. La modélisation de la semelle sur une colonne ballastée et de la semelle de mêmes caractéristiques sur le sol naturel, a été réalisée en deux dimensions, en axisymétrie de révolution, à partir du logiciel PLAXIS® 2D V8, et en trois dimensions à partir du logiciel FLAC® 3D. La prise en compte de l'aspect tridimensionnel de la semelle carrée reposant sur les trois colonnes a été effectuée à l'aide du logiciel FLAC® 3D. L'ensemble des résultats issus des diverses modélisations numériques (tassement, déplacement horizontal et contrainte totale verticale) a été confrontée aux mesures *in situ*.

Ce mémoire est organisé en quatre chapitres.

Le premier chapitre présente l'état actuel des connaissances sur la technique des colonnes ballastées. Après une partie consacrée à la définition des différents modes de mise en œuvre des colonnes ballastées et aux conditions de sols permettant l'utilisation de ces inclusions, une synthèse des mécanismes de fonctionnement et de dimensionnement des colonnes est présentée.

Le second chapitre est consacré à la présentation de la reconnaissance du site ainsi qu'à la mise en place des dispositifs expérimentaux. Sont présentés les essais de laboratoire ayant été réalisés sur les échantillons intacts de sols ainsi que ceux effectués sur le ballast. Sont ensuite décrits la campagne de reconnaissance mise en œuvre avant la réalisation des colonnes ainsi que l'instrumentation mise en place sur le site des essais (Mittersheim – France).

Le troisième chapitre est l'occasion d'analyser et d'interpréter les essais d'étalonnage, puis les essais de chargement en grandeur réelle. Les essais d'étalonnage consistent en la détermination de l'augmentation de la résistance de pointe des sols, à différentes distances de l'axe de la ou des colonnes. Les résultats du chargement en grandeur réelle d'une semelle carrée sur une colonne ballastée sont comparés à ceux obtenus lors du chargement d'une semelle de mêmes

caractéristiques mais reposant sur le sol naturel. Les mêmes comparaisons sont effectuées entre les résultats du chargement d'une semelle carrée sur un groupe de trois colonnes, et ceux issus du chargement de la même semelle mais sur le sol naturel.

Le dernier chapitre contient l'ensemble des résultats des modélisations en deux et trois dimensions réalisées *a posteriori*. Il est divisé en trois parties. La première présente les résultats des diverses modélisations réalisées en deux dimensions, en axisymétrie de révolution afin de modéliser le comportement mécanique d'une colonne ballastée chargée par une semelle rigide. Sont aussi présentés les résultats de la modélisation de la semelle de mêmes caractéristiques mais reposant sur le sol naturel. La deuxième partie est consacrée à l'analyse des résultats des modélisations réalisées en trois dimensions, pour les mêmes configurations décrites ci-dessus. Enfin, la troisième partie permet d'analyser la modélisation d'une semelle sur un groupe de trois colonnes.

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction

Le premier chapitre de ce mémoire présente l'état actuel des connaissances concernant la technique des colonnes ballastées. Compte tenu de l'essor important de cette méthode d'amélioration des sols, de nombreuses publications lui sont consacrées. Après la définition des différents modes de mise en œuvre des colonnes ballastées et des conditions de sols permettant l'utilisation de ces inclusions, une synthèse des mécanismes de comportement et de dimensionnement des colonnes est présentée. Cette synthèse bibliographique s'appuie à la fois sur des chantiers exécutés ainsi que sur des études plus théoriques : analytiques, numériques ou sur modèles réduits.

La première partie de ce chapitre permet de déterminer les conditions d'utilisation des colonnes ballastées dans les différents types de sols. Les sols ont été classés en deux catégories, sols naturels et sols anthropiques. De nombreuses références ont permis d'élaborer des tableaux synthétisant les paramètres les plus judicieux quant à la définition de l'amélioration pour chacune de ces catégories de sols. La réponse du sol à la mise en place de ce type d'inclusion souple est fonction en particulier de la granulométrie de celui-ci ainsi que de sa densité initiale.

La deuxième partie concerne les mécanismes de comportement ainsi que le dimensionnement d'une colonne et d'un réseau de colonnes. Les mécanismes de comportement d'une colonne ballastée isolée sont présentés selon les différentes théories développées depuis les années 1960. Ensuite, le dimensionnement d'une colonne isolée est étudié selon la détermination de sa capacité portante ultime ou de son tassement. Par ailleurs, les différents paramètres déterminant l'amélioration, soit en terme de diminution des tassements, soit en terme d'augmentation de la capacité portante du sol traité, sont présentés. La réduction des tassements ou l'augmentation de la capacité portante des colonnes sous fondations rigides est aussi analysée. Puis, les colonnes disposées en réseau sous un chargement uniformément réparti sont analysées du point de vue de la résistance au cisaillement, de la capacité portante et enfin de la réduction des tassements.

I.1 TECHNIQUES D'AMÉLIORATION PAR INCLUSIONS SOUPLES ET CONDITIONS GEOTECHNIQUES

La première partie de ce chapitre concerne la définition même de l'amélioration de sols par inclusions souples ainsi que ses objectifs visés à court et à long terme. Puis, les techniques de mise en œuvre de ce type d'inclusion seront présentées et comparées. Ce n'est qu'à partir de cette deuxième étape que nous nous focaliserons sur les techniques de colonnes ballastées vibrées et sur la vibroflottation. Enfin, une synthèse bibliographique permettra de déterminer les conditions géotechniques quant à l'utilisation et la mise en œuvre de ces inclusions.

I.1.1. Définition de l'amélioration de sol par inclusions souples

Les inclusions souples, au sens le plus large du terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont :

- l'augmentation de la capacité portante du sol ;
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement ;
- la diminution des tassements ;
- l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

Par ailleurs, dans les zones potentiellement soumises aux séismes, une atténuation du potentiel de liquéfaction des sables lâches saturés est induite par la mise en place d'un réseau de colonnes. En effet, compte tenu du pouvoir drainant du matériau constituant les colonnes, les surpressions interstitielles créées lors d'un séismes peuvent être dissipées avec plus ou moins d'efficacité selon le maillage des colonnes.

L'amélioration de sol par inclusions souples doit prendre en compte de nombreux paramètres intervenant dans le dimensionnement, la mise en œuvre, le comportement mécanique...à la fois des inclusions mais aussi de la structure. En effet, on ne peut concevoir une amélioration de sol sans se préoccuper du mode de chargement qui sera réellement mis en place.

Contrairement aux pieux qui sont reliés aux semelles par le biais de ferraillements, les inclusions souples ne le sont pas. Dans le cas des dallages un matelas dit drainant et de répartition des charges est mis en place entre le complexe sol-colonne et la superstructure, ce qui n'est pas le cas pour les semelles.

De même, ces inclusions souples ne sont pas des éléments indépendants du sol à améliorer. L'interaction sol-colonne est un des aspects les plus délicats à traiter et ne saurait se résumer à un simple calcul de pieux ou d'inclusion rigide. Leur mode de fonctionnement, de comportement, s'établit en étroite collaboration avec le sol environnant qui ne peut être occulté, même si les caractéristiques géotechniques du sol sont médiocres, voire mauvaises.

I.1.2. Procédés

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples (Dhouib et Blondeau, 2005) que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou

battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lancement (colonnes vibrées). Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques. Ces principales techniques de mise en œuvre, classées dans les catégories ci-après, sont fonction des conditions géotechniques autorisant leur utilisation ainsi que des améliorations souhaitées :

- plot ballasté pilonné ;
- colonne pilonnée ;
- vibroflottation ;
- colonne vibrée.

Les techniques des plots ballastés pilonnés ainsi que de la vibroflottation sont évoquées dans ce paragraphe bien que le terme de colonne ballastée au sens strict soit lié aux deux autres techniques (colonnes pilonnées ou vibrées).

I.1.2.1. Plot ballasté pilonné

Le principe de cette technique (figure I 1) est le renforcement du sol cohérent compressible par la création de colonnes, jusqu'à environ 8 m de profondeur, de 2 à 3 mètres de diamètre, en matériaux frottants très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés. La mise en œuvre s'effectue à l'aide de grues à chenilles, proches de celles utilisées pour le compactage dynamique réservé aux sols pulvérulents. Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

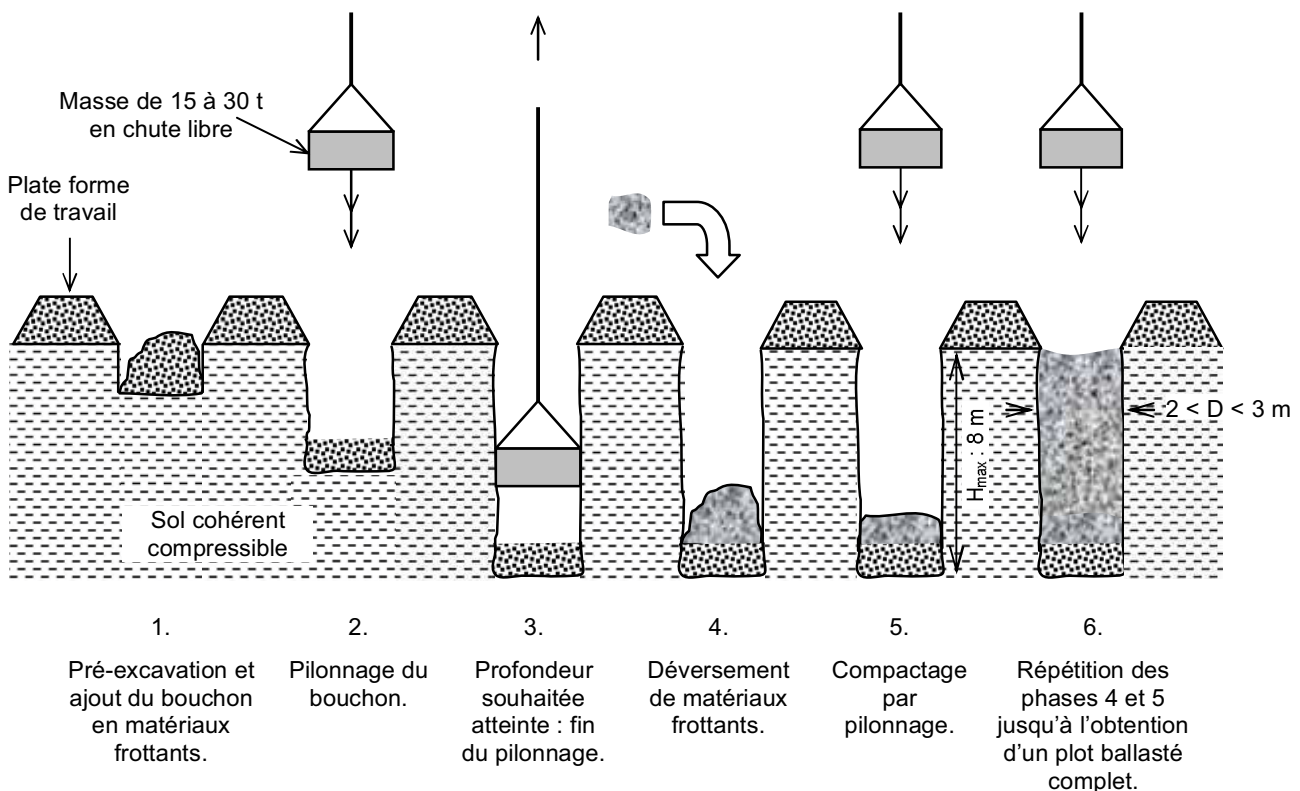


Figure I 1 - Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné.

I.1.2.2. Colonne pilonnée

Ce type de colonne fait appel à une technique utilisée pour les colonnes de sable, largement employées dès leur origine au Japon (Tanimoto, 1960 *in* Aboshi *et al.*, 1991, Barksdale, 1981, Barksdale et Takefumi, 1991). La procédure de construction (figure I 2) consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, fonçage ou vibro-fonçage, un tube métallique, provisoirement obturé ou ouvert à sa base, puis à compacter, en utilisant un pilon, un mélange de sable et de ballast préalablement déversé dans le tube. Si le tube est fermé à sa base, le terrain est alors refoulé lors de la pénétration du tube, sinon, le terrain doit être extrait par forage avant l'introduction et le pilonnage du ballast. L'effet bénéfique de ce mode de mise en œuvre des colonnes provient du fait que le trou formé ne peut s'affaisser compte tenu de la présence permanente du tube. Cependant, les vibrations induites lors du battage ou fonçage du tube et du pilonnage du ballast ne permettent pas l'utilisation de cette méthode de construction dans des argiles sensibles.

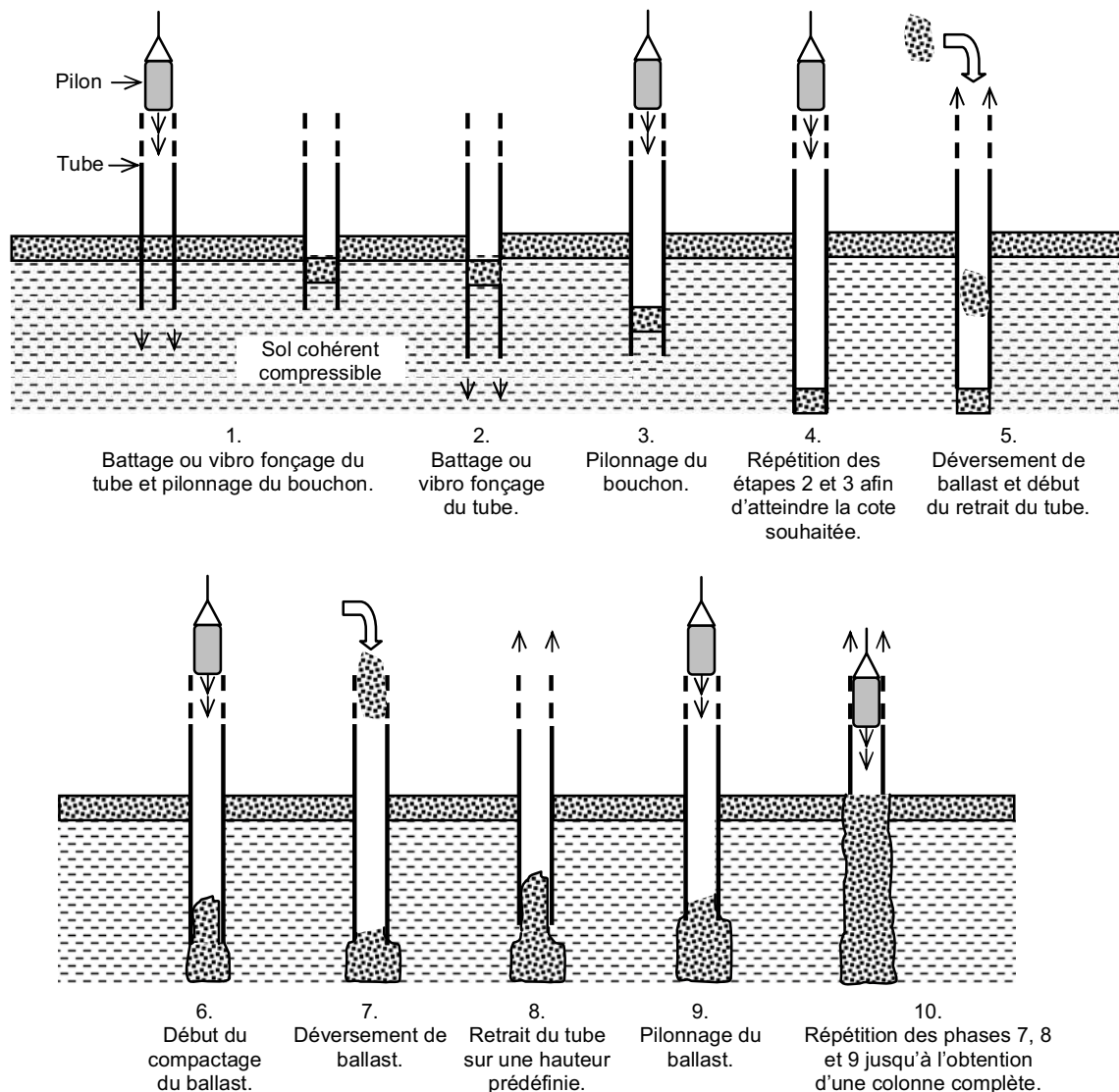


Figure I 2 - Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée

I.1.2.3. Vibroflottation

Le terme vibroflottation est à associer aux termes anglais de *vibroflotation* ou *vibro-compaction*, car ce procédé est employé afin de densifier les sols pulvérulents lâches. En effet, sous l'action de

la vibration du vibreur (rotation de poids excentriques alimentés par un moteur électrique ou de manière hydraulique), les sols pulvérulents lâches vont se liquéfier et après la dissipation de l'excès de pression interstitielle engendré par l'introduction du vibreur, les grains vont se réarranger en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales du sol et des objectifs à atteindre. Cette technique est réservée aux sols pulvérulents ayant moins de 10 à 15% de fines car au-delà de ces pourcentages, les fines diminuent le phénomène de liquéfaction et donc de densification. On lui préfère alors la technique des colonnes ballastées vibrées.

La figure I 3 présente le principe de réalisation de la vibroflottation. Le vibreur est descendu jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'action des vibrations, de son propre poids et de celui du train de tubes, ainsi que par l'utilisation d'un fluide de lancement (air ou eau) qui aide à la déstructuration du sol à l'aplomb du vibreur. L'utilisation de l'eau à la place de l'air comme fluide de lancement, produit une désagrégation du sol au voisinage du vibreur plus importante. Les vibrations engendrent une liquéfaction provisoire du sol et permettent aux particules de se réarranger en un état plus dense après dissipation de l'excès de pression interstitielle. Un matériau pulvérulent sableux est généralement déversé du sommet de la plate forme de travail et incorporé au sol lors du processus afin de compenser la diminution de volume due à la densification du sol.

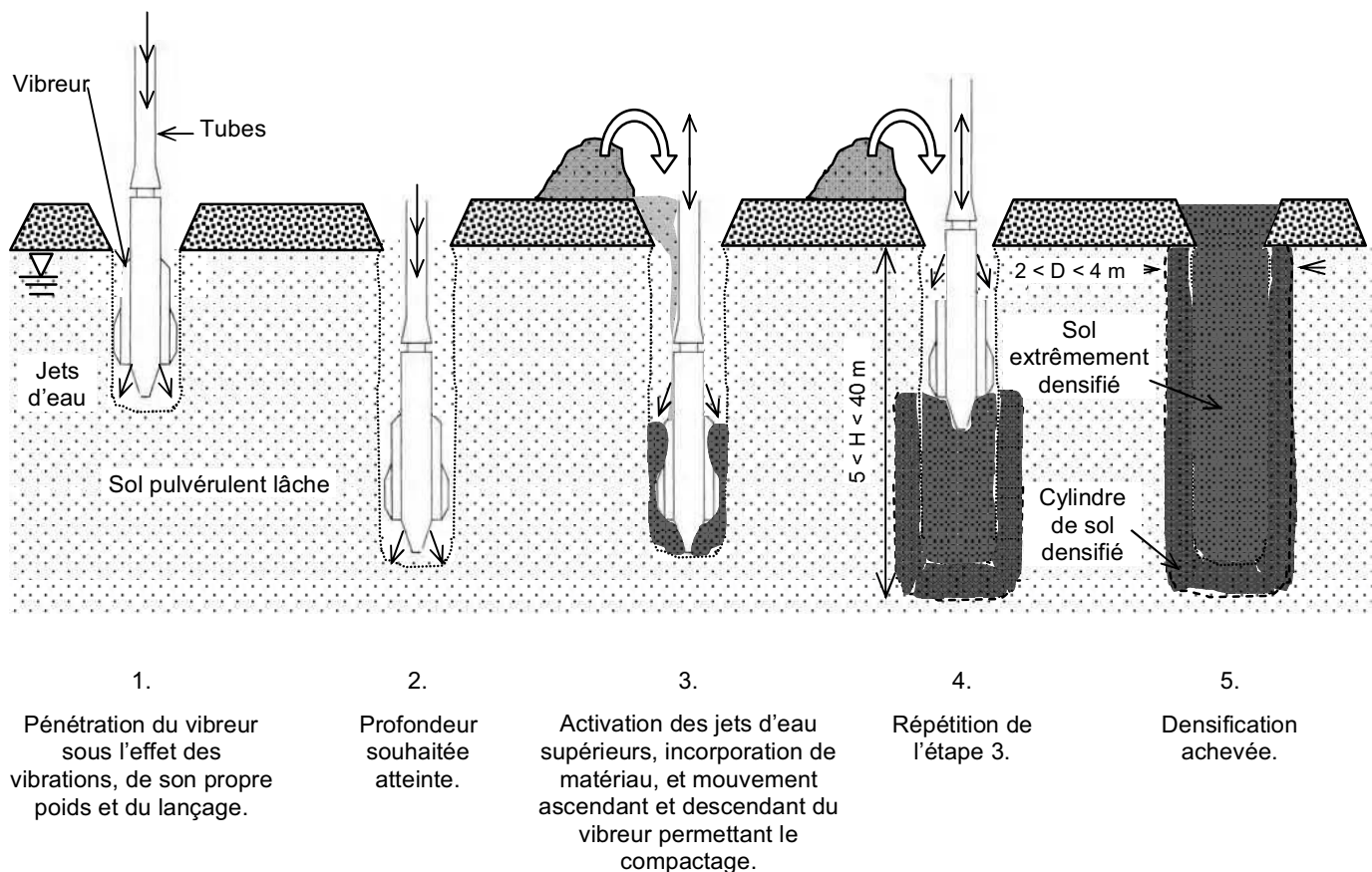


Figure I 3 - Schéma de principe de la vibroflottation.

I.1.2.4. Colonne ballastée vibrée

Le terme de colonne ballastée vibrée est à associer au terme anglais de *vibrated stone column* ou *vibro stone column*. Cette technique est employée afin d'introduire un matériau granulaire

(ballast) dans des sols cohérents car le ballast a de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol. Par ailleurs, ce dernier ne peut pas être densifié sous la seule action de la vibration. Les colonnes sont constituées de matériaux granulaires, non cohérents, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes.

Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lançage, air ou eau, et du mode d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur :

- colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut (figure I 4) ;
- colonne ballastée par voie humide et alimentation par le haut (figures I 5a et I 5b) ;
- colonne ballastée par vibreur à sas, voie sèche ou humide et alimentation par la base (figures I 6a et I 6b).

L'eau est utilisée comme fluide de lançage lorsque le sol est pulvérulent et avec une nappe haute, ou si le sol est cohérent mais que l'auto-stabilité de la paroi de l'orifice n'est pas assurée. L'air est utilisé dans les autres cas.

Dans le premier procédé, le vibreur est introduit dans le sol par l'utilisation de jets d'air et le matériau est refoulé dans le sol et compacté par le vibreur par passes successives remontantes. L'alimentation du ballast s'effectuant par le haut (*top feed*) du trou. Le deuxième procédé utilise le même matériel et matériau que le premier, mais le fluide de lançage est de l'eau.

L'alimentation par le haut est utilisée si la tenue des parois n'est pas problématique mais il faut néanmoins s'assurer que le ballast atteigne bien la base du trou et qu'aucun mélange excessif entre le ballast et le sol ne se produise. Pour des trous supérieurs à 12 m de profondeur, la capacité de celui-ci à rester ouvert et le fait que le ballast atteigne bien le fond sont deux conditions difficiles à surveiller. Depuis plusieurs années, cette méthode d'alimentation par le sommet est délaissée au profit de la méthode dite du vibreur à sas, par approvisionnement du ballast par la base du vibreur, qui permet de s'affranchir des problèmes de tenue des parois du trou. La seule contrainte dans cette deuxième méthode vient du fait que le diamètre maximal du matériau constituant le ballast ne doit pas excéder 35 mm environ, ceci afin d'éviter tout risque de blocage. La colonne ballastée par vibreur à sas est réalisée par voie sèche ou humide, par l'introduction du matériau à la base du vibreur, tout en maintenant une pression d'air constante sur le ballast lors du compactage de ce dernier. Lors de la phase d'introduction du vibreur dans le sol sous l'action des vibrations, de son propre poids et du fluide de lançage, le sol n'est pas extrait du trou mais uniquement refoulé (déplacé) latéralement. Cette action de refoulement produit une densification du sol selon sa nature. Cette technique peut être mise en œuvre dans des sols cohérents ou pulvérulents. Lorsque le vibreur atteint la profondeur souhaitée, il est légèrement remonté (0,5 m) permettant ainsi au ballast de s'écouler à la base du vibreur. Le ballast est aussi poussé par la pression d'air comprimée du sas. Ce dernier est alors foncé dans le matériau afin de le compacter et de le refouler dans le sol compressible. La répétition successive de ces phases de soulèvement du vibreur et de compactage du ballast par passes de 0,5 m permet de créer une colonne ballastée vibrée dont le diamètre est fonction de la résistance du sol et de la puissance du vibreur.

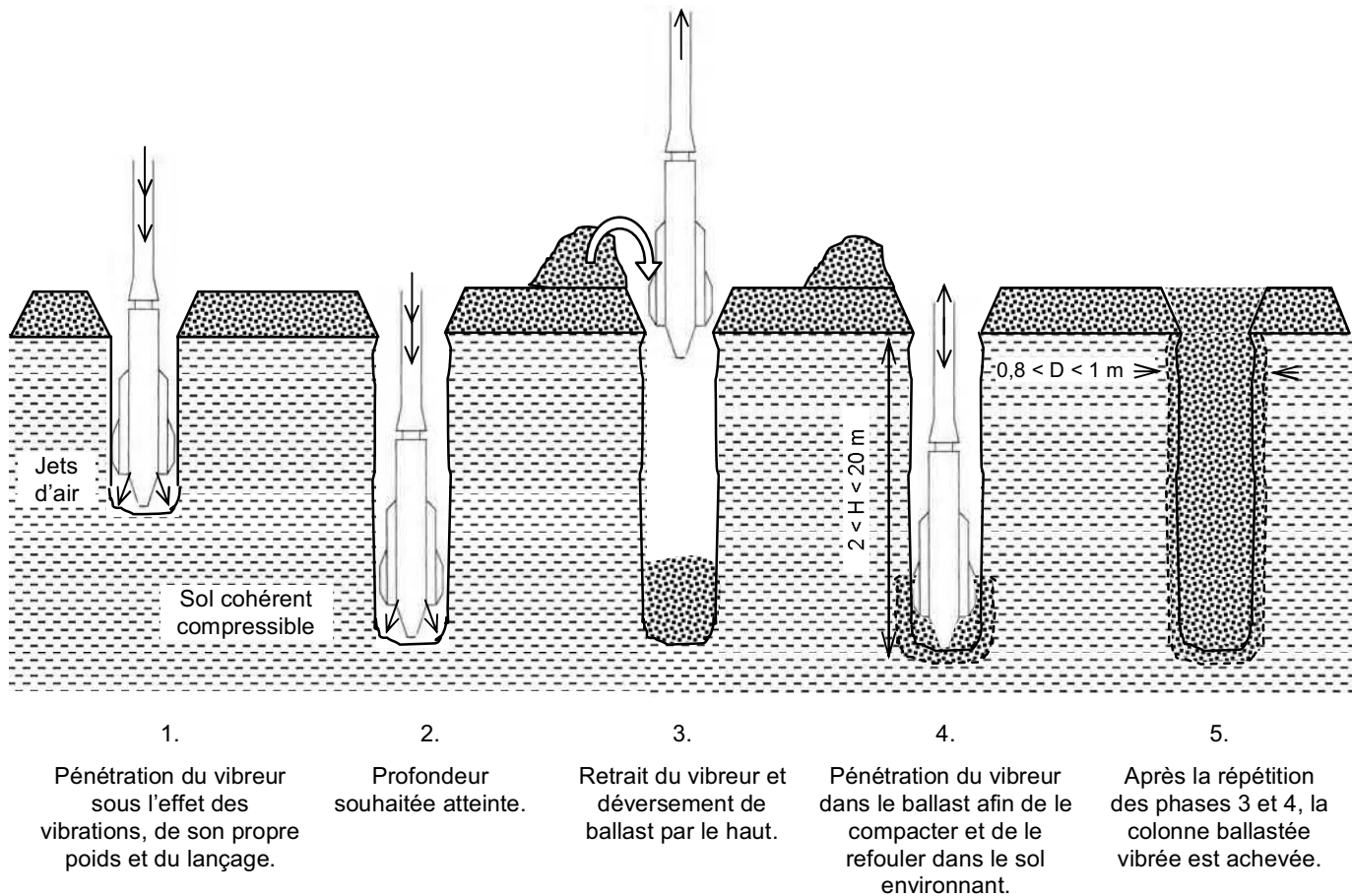


Figure I 4 - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut.

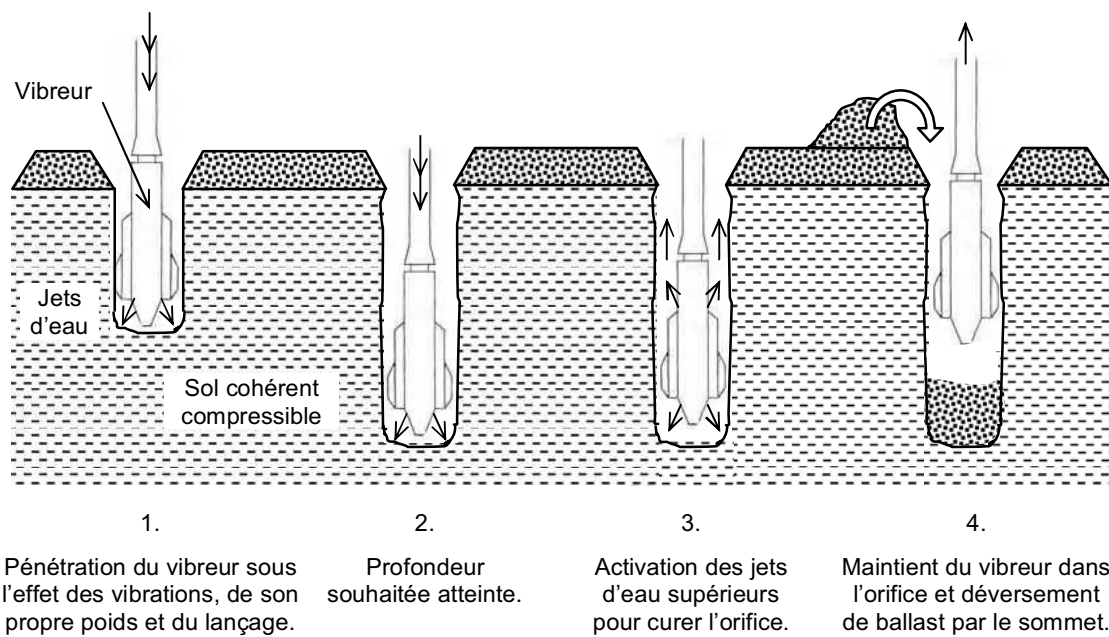
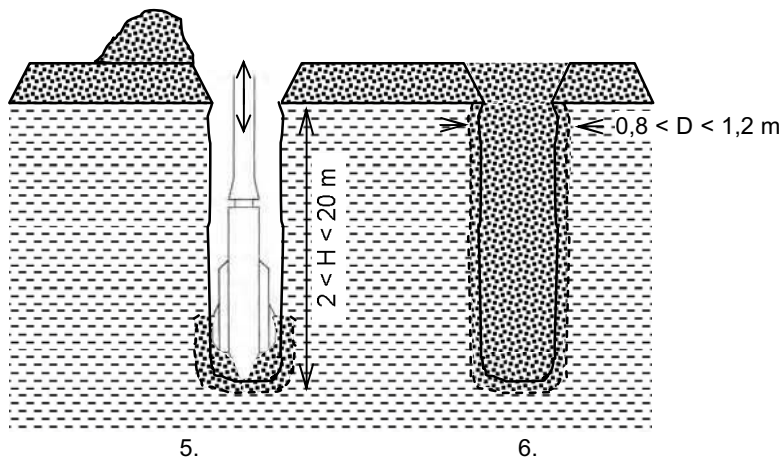


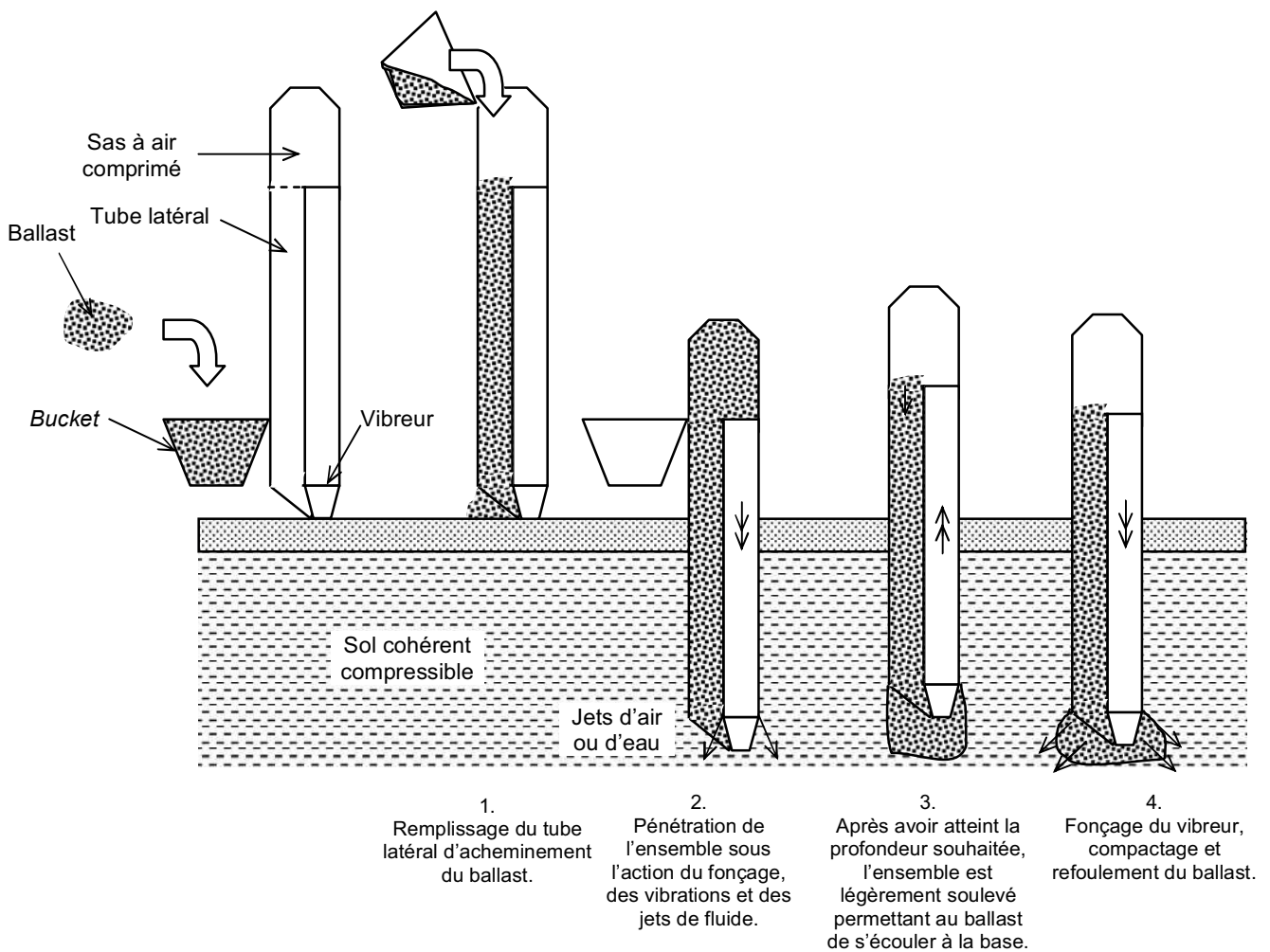
Figure I 5a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (début).



5. Pénétration du vibreur dans le ballast afin de le compacter et de le refouler dans le sol environnant.

6. Après la répétition des phases 4 et 5, la colonne ballastée vibrée est achevée.

Figure I 5b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (fin).



1. Remplissage du tube latéral d'acheminement du ballast.

2. Pénétration de l'ensemble sous l'action du fonçage, des vibrations et des jets de fluide.

3. Après avoir atteint la profondeur souhaitée, l'ensemble est légèrement soulevé permettant au ballast de s'écouler à la base.

4. Fonçage du vibreur, compactage et refoulement du ballast.

Figure I 6a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début).

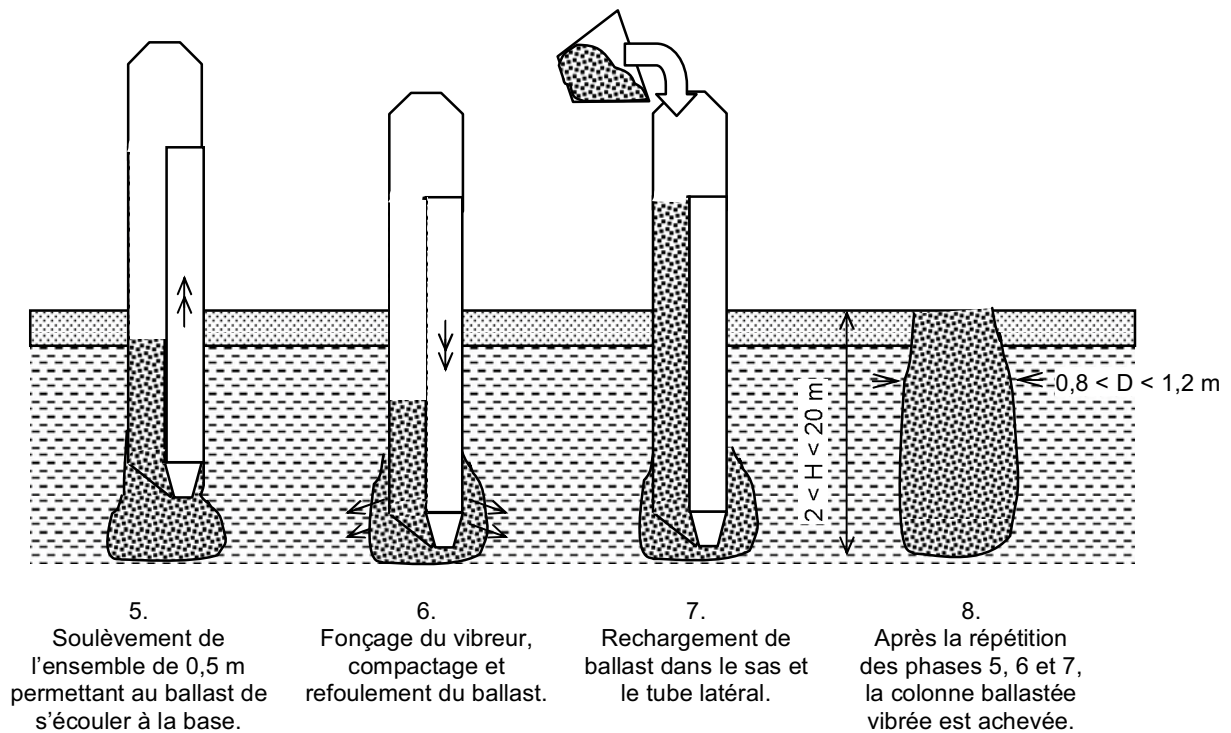


Figure I 6b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin).

Le tableau I 1 présente la hauteur des passes selon divers auteurs. Cette hauteur dépend du type de sol traité, de la qualité souhaitée (plus la hauteur de la passe est importante, et moins la compacité du ballast sera homogène), de la méthode employée ainsi que de la puissance du vibreur. Il indique la disparité des pratiques en matière de hauteur des passes mais ne permet pas d'apporter d'information complémentaire sur une éventuelle recommandation pratique. Des documents normatifs ou réglementaires (Recommandations Colonnes Ballastées (2005) ou D.T.U. 13.2, 1978)) n'apportent aucune information sur cette hauteur.

Tableau I 1 - Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes.

Auteurs	Hauteur des passes (m)	Nature du sol	Méthode de mise en place des colonnes
Zaghouni <i>et al.</i> (2004)	0,5	Sable limoneux lâche Sable, limon et argile lâches	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Renton-Rose <i>et al.</i> (2000)	1 à 1,5	Remblai hydraulique	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Davie <i>et al.</i> (1991)	0,3 à 0,6	Stérile de charbon	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Goughnour <i>et al.</i> (1991)	0,9 à 1,2	Argile limoneuse molle	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas. Compactage de 0,9 à 1,2 m puis repénétration de 0,3 m
Drescher et Fritz (1989)	< 1	Remblai hydraulique et boue de betteraves à sucre	Voie humide et alimentation du ballast par le bas
Barksdale et Bachus (1983)	0,6 à 1,2	Argile et sable	Voie humide ou sèche et alimentation du ballast par le haut
Rathgeb et Kutzner (1975)	0,8	Sable, fin à moyen, lâche avec des lentilles de limon mou	Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le haut

Néanmoins, on ne saurait être indifférent au fait que plus la hauteur des passes est importante, et plus la pénétration du vibreur est difficile et ainsi la compaction de la base de la passe en est plus faible. Par ailleurs, dans des sols de caractéristiques géotechniques faibles, si la hauteur des passes est trop réduite, le ballast sera plus facilement repoussé et introduit dans le sol avoisinant, induisant ainsi une surconsommation excessive de matériau. Seuls des essais d'étalonnage sur

chantier permettent de définir, pour chaque projet, la meilleure hauteur des passes ainsi que les fréquences de vibration.

Après avoir pris en considération les différentes techniques permettant la mise en œuvre des colonnes ballastées, il convient de s'intéresser à leurs domaines d'application ainsi qu'aux conditions géotechniques qui permettent leur emploi.

I.1.3. Domaines d'application

I.1.3.1. Ouvrages

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolué au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. La liste suivante, bien que non exhaustive, rend compte de la variabilité des applications :

- remblais routiers, ferroviaires ;
- bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des bâtiments industriels comme des bureaux, hangars, zones de production, silos, réservoirs, stations de traitement des eaux usées (bacs de décantation, installations annexes) ;
- pistes d'aéroport ;
- stabilisation de talus.

Toutes ces applications peuvent se résumer en deux grandes catégories en fonction du mode de chargement par :

- fondation souple ;
- fondation rigide.

Cette distinction s'impose du point de vue de la répartition des charges entre l'ouvrage projeté et le complexe sol-colonne. La figure I 7 permet de visualiser cette distinction de chargement.

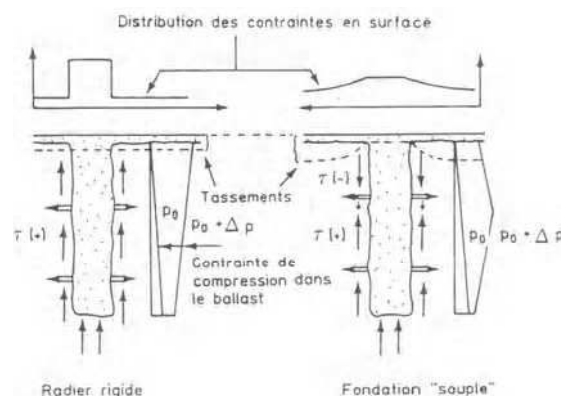


Figure I 7 - Report des charges sur les colonnes dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple (Eggstad, 1983).

Par ailleurs, le mouvement latéral des sols mous sous l'application d'une charge par remblai n'est pas prise en compte dans le schéma de la fondation flexible mais est un cas particulier qu'il conviendra de traiter à part. En effet, il y a un fluage latéral du sol qui se produit en bordure d'ouvrage (Barksdale et Bachus, 1983). Par ailleurs, la stabilisation des talus par colonnes

ballastées est due à l'augmentation de la résistance au cisaillement globale du sol apportée par le matériau pulvérulent mis en place.

Après avoir considéré les domaines d'application des colonnes ballastées, les conditions géotechniques qui permettent leur utilisation sont abordées. Ce paragraphe permettra ainsi de décrire les sols, naturels ou anthropiques, qui sont régulièrement traités par colonnes ballastées, ainsi que les sols pour lesquels cette technique est fortement déconseillée.

1.1.3.2. Conditions géotechniques du sol

Les conditions idéales, à savoir une couche uniforme homogène isotrope, reposant sur un substratum compétent au sein duquel la colonne pourra être posée voire ancrée, n'existent que rarement dans la réalité. Par ailleurs, les premiers sols à avoir été améliorés par vibroflotation ont été les sols pulvérulents au début des années 1930 (Degen, 1998). C'est avec la multitude des sols à traiter, notamment cohérents, que des vibreurs spécifiques ont été construits et que des procédés d'exécution ont été mis au point et développés depuis la fin des années 1950 (Barksdale et Bachus, 1983). La technique des colonnes ballastées par alimentation par la base a été développée en 1972 (Degen, 1998).

Mitchell (1970) présente le fuseau granulométrique le plus adapté selon l'entreprise *Vibroflotation Foundation Company*, à l'époque, pour le traitement des sols pulvérulents par vibroflotation (figure I 8). Par ailleurs, il précise que les sols lâches dont la courbe granulométrique est comprise dans ce fuseau, peuvent atteindre une densité relative d'au moins 70 % entre points de vibrocompactage en fonction du maillage choisi.

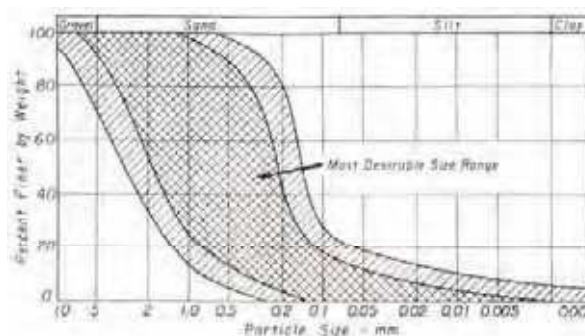


Figure I 8 - Fuseau granulométrique préférentiel pour la vibroflotation (Mitchell, 1970).

Nous avons reporté en figure I 9 les fuseaux d'application des principales techniques (vibrocompactage et colonne ballastée) soit en fonction de la granulométrie du sol uniquement, Brown (1977), Dobson et Slocombe (1982), Queyroi *et al.* (1985), Priebe (1991), Degen (1998) et Watts *et al.* (2000) soit aussi en fonction de paramètres mécaniques du sol, Dhouib *et al.* (2004 b). La classification des sols adoptée est celle du *Massachusetts Institute of Technology* (Costet et Sanglerat, 1981). Cette figure montre que, selon les auteurs, les colonnes ballastées peuvent être installées dans quasiment chaque type de sol alors que le vibrocompactage est restreint à des sols pulvérulents dont le diamètre minimal des grains est supérieur à 80 μm (0,08 mm). Toutefois, si le sol pulvérulent est très fin ($0,2 < \text{taille de particule} < 0,06 \text{ mm}$) ou très propre ($80 \mu\text{m} < 5 \%$), les colonnes ballastées peuvent être envisagées, tout en utilisant la méthode par voie humide comme pour la vibroflotation.

Priebe (1991) indique une zone centrale hachurée pour laquelle il précise que si le pourcentage de fines d'un sol est inférieur à 5% et si sa courbe de distribution est entièrement à droite de la zone hachurée, alors le sol sera généralement facilement compactable. Par ailleurs, lorsque la

zone hachurée est traversée par la courbe de distribution ou si le sol est entièrement constitué de particules fines, alors le dimensionnement doit être entièrement basé sur l'effet de renforcement des colonnes ballastées mises en place. Degen (1998) précise que les sols pour lesquels les colonnes sont préconisées (argiles et limons), ne sont pas compactables, et que celles-ci sont donc une solution alternative de fondation dans ces types de sols.

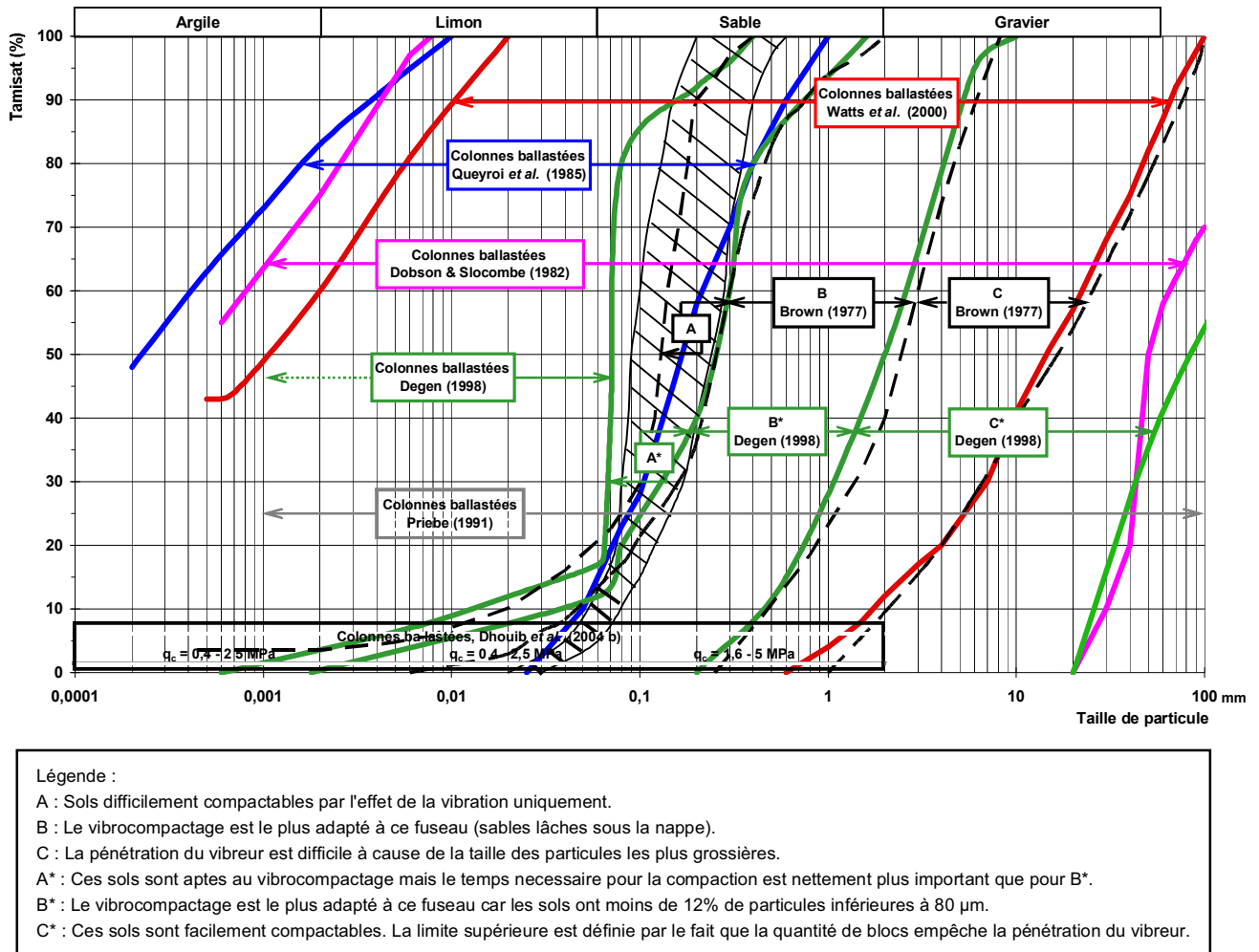


Figure I 9 - Techniques des colonnes ballastées vibrées ou du vibrocompactage selon les classes granulométriques des sols.

Ainsi, le paramètre le plus important pour déterminer la compactibilité d'un sol et donc la technique de traitement la plus adaptée, est sa distribution granulométrique et tout particulièrement sa teneur en particules inférieures à 80 µm. Il est généralement admis que si le pourcentage de particules inférieures ou égales à 80 µm est supérieur à 15 %, alors le sol sera difficilement compactable par simple vibration.

I.1.3.3. Sols naturels

Les trois types de sols naturels présentés ci-après sont les sols pulvérulents, cohérents et organiques.

a. Sols pulvérulents

Les sols pulvérulents ont été les premiers à être densifiés par vibration et par incorporation de matériau compte tenu de l'existence de la technique du vibrocompactage. La figure I 10 présente, selon Massarsch (1991 b), la densification des sols pulvérulents en fonction des résultats d'essais

de pénétration statique (*Cone Penetration Test*). La distinction des trois zones se fait de la manière suivante :

- zone 1 : sol compactable par simple vibration ;
- zone 2 : sol de faible compactabilité ;
- zone 3 : sol non compactable par simple vibration.

La vibroflottation est donc bien adaptée aux sols de la zone 1 alors que les colonnes ballastées sont privilégiées pour les sols des deux autres zones.

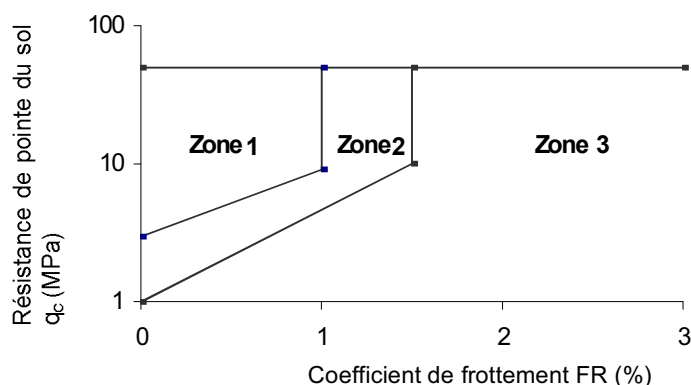


Figure I 10 - Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b).

Le coefficient de frottement FR (*Friction Ratio*) de la figure I 10 est défini par la relation [1] :

$$FR = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \quad [1]$$

avec :

f_s : frottement latéral ;

q_c : résistance de pointe.

Le tableau I 2 (annexe 1) présente une synthèse de quelques références de chantiers faisant état de l'utilisation de colonnes ballastées dans des sols pulvérulents. Ces références ont été classées selon le type de fondation et d'ouvrage, la nature du sol pulvérulent, son épaisseur, ses paramètres physiques et mécaniques. Ce tableau indique que :

- les fondations concernées sont à la fois souples (remblai et réservoir) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes) ;
- la nature des sols est à dominante pulvérulente bien qu'une fraction de celle-ci soit polluée par des limons et argiles, voire des tourbes, Watts *et al.* (1991) ;
- l'épaisseur des sols à traiter varie de 3 à 18 m ;
- la valeur du nombre de coups par 30 cm varie de 2 à 30, c'est-à-dire que les sols sont lâches ($N \leq 10$) à moyennement denses ($10 < N < 30$) ;
- la valeur de la résistance de pointe varie de 0,1 à 25 MPa, c'est-à-dire que les sols sont lâches ($q_c < 5$ MPa) à denses ($q_c > 20$ MPa) ;
- les essais de laboratoire sont surtout réalisés afin de déterminer le pourcentage de fines ;

- les méthodes employées pour la réalisation des colonnes sont celles décrites précédemment. La technique la plus fréquemment employée est celle de la voie humide, par alimentation par le haut.

Cependant, l'analyse de ce tableau ne permet pas d'établir une relation entre le mode de réalisation des colonnes et le type d'ouvrage réalisé. En effet, la méthode employée dépend essentiellement du type de sol et de l'amélioration souhaitée.

b. Sols cohérents

Les sols cohérents traités par colonnes ballastées sont des limons, des argiles, avec des pourcentages variables de matériau pulvérulent, ainsi que des sols organiques. Le tableau I 3 (annexe 1) présente une synthèse de quelques références de chantiers faisant état de l'utilisation de colonnes ballastées dans des sols cohérents. Le nombre de publications faisant état de colonnes ballastées mises en place dans les sols cohérents est plus important que celui faisant référence à des sols pulvérulents. Ces références ont été classées selon le type de fondation et d'ouvrage, la nature du sol cohérent, son épaisseur, ses paramètres physiques et mécaniques. Ce tableau indique que :

- les fondations concernées sont à la fois souples (remblai et réservoir) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes) ;
- les colonnes ballastées sont parfois utilisées pour la stabilisation des talus, Goughnour *et al.* (1991) ;
- l'épaisseur des sols à traiter varie en général de 2 à 15 m, exceptionnellement 27 m. Deux références de chantiers de Slocombe et Moseley (1991) ne sont pas répertoriées compte tenu du peu d'information apporté par les auteurs. Cependant, c'est l'une de ces références qui a permis de déterminer la valeur la plus faible (2 m) pour l'épaisseur du sol à traiter ;
- les sondages par *SPT* sont rarement réalisés dans ce type de sol ;
- la valeur de résistance de pointe varie de 0,1 à 4 MPa, c'est-à-dire que les sols sont mous ($q_c < 3$ MPa) à fermes ($3 < q_c < 6$ MPa) ;
- la valeur de la cohésion non drainée mesurée par des essais scissométriques *in situ* varie de 11 (très molle) à 51 kPa (ferme) ;
- les sondages pressiométriques réalisés indiquent des valeurs de pression limite nette comprises entre 0,1 et 0,5 MPa pour des modules pressiométriques de 0,3 à 5 MPa ;
- lorsqu'ils sont réalisés, les essais de laboratoire sont des essais œdométriques, de cisaillement et des limites d'Atterberg ;
- les méthodes employées pour la réalisation des colonnes sont celles décrites précédemment, bien que le forage ait été employé par Goughnour *et al.* (1991) préalablement à la mise en place et au compactage du ballast.

c. Sols organiques

Bien que certains auteurs aient montré l'utilisation de colonnes ballastées dans des sols organiques (tourbes, vases), avec ou sans succès, ces inclusions sont aujourd'hui proscrites dans ces types de sols. McKenna *et al.* (1975) indiquent que leur remblai d'essai a subi des tassements inadmissibles d'environ 1,75 m et une rupture circulaire, Rathgeb et Kutzner (1975) présentent un remblai sans indiquer si la mise en place des colonnes a été ou non un succès, quant à Vautrain (1980), il présente un remblai ayant subi des tassements admissibles de 30 à 50 cm. Bien que

Watts et Charles (1991) indiquent des tassements admissibles, inférieurs à 1 cm, pour des semelles posées sur des colonnes réalisées dans un sable avec une couche de tourbe d'épaisseur inférieure ou égale 0,35 m, Dhouib *et al.* (2006 a) présentent le cas de semelles rigides, posées sur des colonnes réalisées dans un limon avec de la tourbe de 1 à 4 m d'épaisseur, subissant des tassements inadmissibles. En effet, la technique des colonnes ballastées n'est pas adaptée au traitement de cette catégorie de sols qui subit des tassements secondaires importants et incontrôlés. L'étreinte latérale offerte par ces sols n'est pas assez importante pour garantir une capacité portante suffisante et assurer ainsi un tassement acceptable par les structures. Par ailleurs, Watts et Charles (1991) indiquent que les essais de chargement à court terme ne peuvent pas prévoir les tassements dus à la biodégradation. Compte tenu du chargement imposé, McKenna *et al.* (1975) supposent que c'est effectivement la trop faible résistance du sol qui est à l'origine de la rupture des colonnes et du tassement excessif mesuré. Le tableau 4 présente, selon divers auteurs, les recommandations qu'ils formulent quant à l'utilisation ou non de colonnes ballastées lorsque l'étude de sol a permis de mettre en évidence des sols organiques. Alors que les Recommandations Colonnes Ballastées (2005) conseillent de ne pas utiliser les colonnes ballastées dans les sols organiques, le *European Standard* EN 14731:2005:E (2005) n'est pas aussi catégorique et le DTU 13.2 (1978) n'évoque même pas ces sols.

Tableau I 4 - Remarques ou conseils quant à l'utilisation des colonnes ballastées dans les sols organiques.

Auteurs	Remarques ou conseils
Dhouib <i>et al.</i> (2006 a)	Les colonnes ballastées ne doivent pas être employées dans des sols organiques recevant des structures sensibles aux tassements (semelles).
<i>European Standard</i> EN 14731:2005:E (2005)	Certaines conditions de sol nécessitent une considération particulière incluant la : <ul style="list-style-type: none"> • localisation et l'extension de la tourbe et des sols organiques ; • présence de remblais biodégradables y compris les ordures ménagères.
Recommandations colonnes ballastées (2005)	Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5 %, au sens de la norme XP 94-047. [...] Les sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,5 m et présentant des caractéristiques faibles ($c_u < 20$ kPa ou $q_c < 300$ kPa) nécessiteront une étude particulière et des dispositions constructives spécifiques : par exemple, préchargement, consolidation.
Degen (1998)	Une couche de tourbe dont l'épaisseur est supérieure à 1 m n'est pas tolérable pour la qualité de la colonne. Par ailleurs, les 3 m supérieurs de la colonne ne doivent pas être dans de la tourbe.
Watts et Charles (1991)	Les essais de chargement à court terme ne peuvent pas prévoir les tassements dus à la biodégradation.
Barksdale et Bachus (1983)	Ne pas utiliser la technique des colonnes ballastées lorsque l'épaisseur d'une couche de tourbe est supérieure à 2 voire 1 diamètre de colonne. Cependant, cette condition peut être respectée si un nombre supérieur ou égal à deux vibreurs sont couplés pour réaliser des colonnes ballastées de plus grand diamètre que l'épaisseur de la couche.

I.1.3.4. Sols anthropiques

Concernant les sols anthropiques, nous avons distingué les décharges d'ordures ménagères et les remblais.

a. Décharges d'ordures ménagères

Ce type de décharge est à considérer comme les sols organiques qui subissent des tassements secondaires importants et non contrôlés. La technique des colonnes ballastées n'est donc pas adaptée aux décharges d'ordures ménagères. Nous n'avons trouvé aucune publication traitant des colonnes ballastées réalisées dans ce type de matériau.

b. Remblais

Le terme de remblai est employé ici pour des sols qui ont été mis en place afin de créer des terrains gagnés sur le milieu aquatique ou afin de combler des zones terrestres. Ces sols sont constitués de remblais hydrauliques, remblais argileux, remblais divers de démolition, stériles de charbon, etc. Les zones remblayées sont donc particulièrement difficiles à traiter compte tenu de

la nature et de l'hétérogénéité spatiale de ces sols. Watts et Charles (1991) montrent que même en ayant effectué un essai de chargement sur le site, les capacités et les performances à long terme des fondations superficielles placées sur colonnes ballastées ne sont pas nécessairement celles prévues par l'essai. Le tableau I 5 (annexe 1) présente ainsi divers cas de sols anthropiques dans lesquels des colonnes ballastées ont été mises en place. Ce tableau permet de constater que :

- les fondations concernées sont à la fois souples (remblai et réservoir) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes) ;
- l'épaisseur des sols à traiter varie de 3 à 12 m ;
- les essais *in situ* réalisés sont des *CPT*, des sondages de pénétration dynamique ainsi que des essais scissométriques, et parfois des sondages à la pelle mécanique ;
- les essais de laboratoires pratiqués sont des analyses granulométriques, des teneurs en eau, des limites d'Atterberg, des essais de cisaillement ainsi que des essais œdométriques ;
- les méthodes employées pour la réalisation des colonnes sont celles décrites précédemment.

I.1.3.5. Couche d'ancrage

Il ne s'agit pas à proprement parler d'une couche d'ancrage comme dans le cas des pieux, mais d'une couche de sol ayant des caractéristiques mécaniques supérieures aux terrains compressibles qui doivent être traités, dans laquelle le vibreur va plus ou moins pénétrer. Ce n'est pas nécessairement un sol de nature différente du terrain compressible. La longueur de l'ancrage est fonction des caractéristiques géotechniques de cette couche de sol ainsi que de la puissance du matériel utilisé. Le tableau I 6 (annexe 1) présente, pour divers chantiers, les propriétés géotechniques des couches d'ancrage ainsi que la longueur d'ancrage. Ce tableau permet de constater que :

- le nombre de coups par 0,3 m (*SPT*) de la couche d'ancrage varie de 4 à 88 ;
- lorsqu'il existe, l'ancrage varie de quelques dixièmes de mètres (0,3 m) à 1,6 m ;
- le rapport du diamètre de la colonne sur la longueur d'ancrage varie de 0,4 à 4 ;
- lorsque l'ancrage n'existe pas, les colonnes sont simplement posées sur une couche plus compétente ;
- aucune référence consultée ne fait état de colonnes flottantes.

I.1.3.6. Ballast

Selon l'ATILF (Analyse et Traitement Informatisé de la Langue Française), <http://www.atilf.fr/>, en 1375, le mot ballast signifie en terme de marine marchande le « lest composé de gravier et de cailloux ». Puis, il est emprunté au mot allemand *ballast* « lest » attesté dans la 2^e moitié du XIV^e siècle peut-être par l'intermédiaire du mot néerlandais *ballast* attesté en 1399. Le mot allemand *ballast* est un terme de la Hanse teutonique, emprunté aux langues nordiques à la faveur des relations entre cités marchandes de Basse Allemagne et pays nordiques riverains de la Baltique, notamment à la suite de l'établissement de la Hanse à Visby (ville actuellement classée au Patrimoine Mondial de l'UNESCO) dans l'île de Gotland au début du XII^e siècle et de la signature du traité de Stralsund en 1370 entre le Danemark et les villes hanséatiques. Le mot

suédois et norvégien *barlast* (1^{re} moitié du XIV^e siècle), littéralement « charge simple, inutile » est composé de *bar*, *berr* « nu, simple » et de *last* « lest ».

Il est aujourd'hui employé dans la marine en tant que *water-ballast*, composé de *water* « eau » et de *ballast* « lest », c'est-à-dire le poids d'eau mis à bord pour assurer la stabilité d'un navire qui n'a pas la cargaison suffisante pour lui donner la stabilité voulue. Pour le chemin de fer, le ballast est un des éléments support de la voie. Il est composé d'une couche de roches concassées et assure, entre autre fonction, l'ancrage latéral et longitudinal de la voie. Il permet la transmission et la répartition des charges statiques et dynamiques du rail vers la plate forme ainsi que le drainage des eaux pluviales. Le mot ballast est employé dans la suite de ce mémoire en tant que matériau frottant mis en place et compacté dans le sol afin de réaliser les colonnes ballastées. Il est caractérisé par :

- son angle de frottement interne ;
- son module d'élasticité ;
- sa granulométrie et sa nature ;
- sa densité à l'état lâche ;
- sa densité en place (compactée).

Le tableau I 7 de l'annexe 1 présente les caractéristiques essentielles du ballast qui a été employé sur certains chantiers ainsi que des recommandations issues de documents règlementaires, D.T.U. 13.2 (1978), Recommandations Colonnes Ballastées (2005) et *European Standard* EN 14731:2005:E (2005). Ce tableau permet de constater que :

- la nature du matériau employé est, dans la plupart des cas, du gravier roulé ou concassé, de la roche, le plus souvent du calcaire, concassée. Par ailleurs, qu'il soit naturel ou en matériau recyclé, il doit être résistant aux chocs, aux frottements et chimiquement stable dans le temps. Cependant, la nature du ballast est liée à la disponibilité locale du matériau ;
- la granulométrie est fonction de l'alimentation (par le haut ou par le bas), en effet, la présence de fines ou d'éléments grossiers (> 35 mm) peut entraîner leur blocage dans le tube latéral dans le cas d'une alimentation par la base. Ainsi, la granulométrie la plus fréquemment employée pour l'alimentation par le bas est du 10/30 mm, alors que dans le cas de l'alimentation par le haut, la taille maximale des particules peut atteindre 75 mm. Par ailleurs, les premiers ballasts à être déversés lors de l'alimentation par le haut sont généralement de grande taille, ceci afin de s'assurer qu'ils atteignent bien la base de l'orifice ;
- l'angle de frottement du ballast varie de 35 à 46°;
- le poids volumique foisonné ou en place du ballast n'est que très rarement mesuré.

Dans le dimensionnement d'une colonne ballastée isolée ou en groupe, le paramètre le plus aisé à prendre en compte est l'angle de frottement du matériau. Or des études de Adalier et Elgamal (2004), Hussin *et al.* (1997) ainsi que Barchus et Barksdale (1983), ont montré que 20 à 23% du ballast à l'interface colonne/sol était pollué par le sol environnant. Par ailleurs, Hughes *et al.* (1975) ont démontré que si la valeur de l'angle de frottement est connue à 2° près alors la valeur de la charge sur la colonne n'est connue qu'à 6% près. Ils en concluent donc qu'une variation de l'angle de frottement de 2° n'induit pas une importante source d'erreur.

Un paramètre qui n'est pas présenté dans le tableau I 7 (annexe 1) est le module d'élasticité du ballast (E_c) car il n'est que très rarement déterminé par des essais de laboratoire.

Par ailleurs, il est reconnu que la valeur du module d'élasticité de la colonne varie en fonction de l'état de contrainte qui règne au sein de la colonne pendant et après la construction de la colonne (Barksdale et Bachus, 1983). Le module d'élasticité de la colonne peut ainsi être estimé par la relation [2] :

$$E_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_a} \quad [2]$$

avec :

$\sigma_1 - \sigma_3$: déviateur des contraintes, fonction de la charge appliquée sur la colonne ;

σ_1 : contrainte principale verticale dans la colonne ;

σ_3 : contrainte principale horizontale dans la colonne ;

ε_a : déformation axiale de la colonne.

Il est recommandé d'utiliser l'état initial des contraintes dans la colonne ainsi que le changement d'état de contraintes lors du chargement pour calculer les valeurs de σ_1 et σ_3 . La déformation axiale de la colonne ε_a peut être déterminée directement sur la courbe contrainte-déformation obtenue lors d'essais triaxiaux réalisés sur le ballast.

Ainsi, la prise en compte des différentes catégories de sols permet de mieux cerner les paramètres qui vont intervenir dans les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées et permettre ainsi un dimensionnement efficace.

I.1.4. Conclusion

Après une définition de la colonne ballastée, cette première partie a permis de présenter les différentes techniques de réalisation d'inclusions souples telles que les plots ballastés, les colonnes pilonnées, la vibroflottation et les colonnes vibrées. Ce sont ensuite les applications des colonnes ballastées qui ont été mises en avant ainsi que les conditions géotechniques permettant leurs utilisations.

La mise en place des colonnes ballastées peut être effectuée dans la majorité des sols (frottants ou cohérents) alors que la vibroflottation est réservée aux sols frottants ayant un pourcentage de particules fines ($80 \mu\text{m}$) inférieur à 15 %. Les colonnes ballastées ne sont d'ailleurs qu'une évolution technique de la vibroflottation. Cette dernière, qui permet de supprimer temporairement les liaisons inter-granulaires, va être efficace dans les sols pulvérulents lâches grâce à la seule action des vibrations engendrées lors de sa mise en œuvre.

Cette première partie de l'étude bibliographique permet de montrer que les colonnes ballastées ont été mises en place dans des sols naturels ou anthropiques, pulvérulents ou cohérents. Les ouvrages supportés par un sol amélioré par colonnes ballastées peuvent être souples ou rigides et les charges sont soit uniformément réparties (dallage, radier, remblai) soit localisées (semelles rigides). L'épaisseur des sols à traiter varie de 2 à 15 m en moyenne, exceptionnellement 27 m. Les valeurs de *Standard Penetration Test* (SPT) dans les sols pulvérulents varient de 2 à 30 (sols lâches à moyennement denses) et de 2 à 50 (lâche à dense) dans les sols anthropiques, alors que cet essai est rarement employé dans les sols cohérents. Les résistances à la pointe déterminées

par sondages de pénétration statique varient de 0,1 à 25 MPa (lâche à dense) dans les sols pulvérulents, de 0,2 à 4 MPa (mou à ferme) dans les sols cohérents. La cohésion non drainée des sols cohérents déterminée par sondages scissométriques varie de 11 à 51 kPa caractérisant des sols très mous à fermes. Les essais au pressiomètre Ménard réalisés dans des sols cohérents indiquent des pressions limites nettes de 0,1 à 0,5 MPa pour des modules pressiométriques de 0,3 à 5 MPa, dont le rapport module sur pression limite caractérise des sols sous consolidés, voire remaniés ou altérés, à normalement consolidés. Dans le cas des sols pulvérulents, lorsqu'ils sont réalisés, les essais de laboratoire sont des analyses granulométriques afin de déterminer le pourcentage de fines. Pour les sols cohérents, ce sont des essais œdométriques, de cisaillement et des limites d'Atterberg. Ces quatre types d'essais sont également réalisés pour la caractérisation des sols anthropiques.

Par ailleurs, les méthodes employées pour la construction des colonnes ballastées font appel aux deux fluides de lancement déjà spécifiés (air ou eau), l'alimentation du ballast s'effectue soit par le haut soit par le bas. Il existe aussi des méthodes par battage d'un tube puis pilonnage du ballast, ou par forage du sol sans que le mode de compactage du ballast soit précisé. La distinction entre les différents types de sols, naturels ou anthropiques mais aussi cohérents ou pulvérulents, a pu être menée afin de démontrer que la technique des colonnes ballastées a, comme toute technique, ses propres limitations liées aux conditions du sol. Ainsi, en présence de sols organiques, les colonnes ballastées doivent être proscrites compte tenu, d'une part, d'une étreinte latérale trop faible, et d'autre part, de la dégradation dans le temps des caractéristiques mécaniques de ces sols.

Par ailleurs, l'étude bibliographique indique que les colonnes ne sont pas toujours ancrées dans une couche dont la résistance est nettement supérieure à celle du sol compressible. En effet, les colonnes peuvent aussi être simplement posées sur une couche plus compétente que le sol à améliorer, cependant, les colonnes flottantes sont rares.

La nature du matériau employé pour le ballast est, dans la plupart des cas, du gravier roulé ou concassé, de la roche, le plus souvent du calcaire, concassée. Par ailleurs, qu'il soit naturel ou en matériau recyclé, il doit être résistant aux chocs, aux frottements et chimiquement stable dans le temps. Sa granulométrie est fonction de l'alimentation par le bas ou par le haut. La granulométrie la plus fréquemment employée pour l'alimentation par le bas est du 10/30 mm, alors que dans le cas de l'alimentation par le haut, la taille maximale des particules peut atteindre 75 mm. Son angle de frottement est fonction de sa forme (angulaire ou ronde) et varie de 35 à 46°. Enfin, son poids volumique foisonné ou en place n'est que très rarement mesuré.

Cette première partie permet de révéler la nécessité d'une bonne connaissance des conditions géotechniques avant de choisir la technique idéale et de procéder à une quelconque amélioration.

Cependant, il serait maintenant judicieux de s'intéresser aux mécanismes de fonctionnement et d'interactions des colonnes ballastées avec le sol environnant, que la colonne soit isolée, en groupe réduit ou en maillage régulier. La compréhension de ces mécanismes est une étape indispensable à tout dimensionnement réaliste des colonnes ballastées en vue des objectifs recherchés.

I.2. MECANISMES DE COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENTS

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

- de la disposition des colonnes, colonne isolée ou en groupe ;
- du mode de chargement, fondation rigide ou souple ;

- du type de colonne (ancrée ou flottante).

Dans cette partie, nous allons voir premièrement les dispositions des colonnes ainsi que les modes de ruptures qui leurs sont associés. Puis, des études expérimentales, analytiques et numériques seront présentées afin de mieux comprendre et connaître les interactions qui régissent le fonctionnement du complexe sol-colonne. Certaines de ces études ont été l'occasion de confronter les résultats prévus lors du dimensionnement et ceux réellement observés lors de l'utilisation de l'ouvrage ainsi mis en service.

1.2.1. Disposition des colonnes et mécanismes de ruptures

Il s'agit, dans un premier temps, de distinguer les principes généraux qui régissent le fonctionnement des colonnes ballastées au sens large puis les mécanismes de fonctionnement et de rupture.

1.2.1.1. Principes généraux de fonctionnement

La colonne ballastée n'agit pas de manière indépendante du sol encaissant ; ainsi, il est d'un usage courant de parler du complexe sol-colonne. L'ampleur des deux mouvements, horizontaux et verticaux, est fonction de nombreux paramètres dont le plus important est l'étreinte latérale offerte par le sol lui-même, étreinte qui dépend de ses caractéristiques mécaniques. En effet, plus un sol sera compétent et moins la colonne va se déformer.

Sous l'effet d'un chargement, la colonne ballastée se déforme, à volume supposé constant, verticalement, phénomène connu sous le terme de tassement, mais en même temps horizontalement, dont le terme est l'expansion latérale, nommée *bulging* en anglais. Dans un premier temps, le tassement est dû à la compaction du matériau. Dès lors qu'une colonne s'expande latéralement, le domaine des déformations élastiques est supposé dépassé et l'on entre donc dans celui des déformations plastiques. C'est grâce à ces deux mouvements que la colonne transmet une partie des contraintes au sol environnant.

Le pouvoir de confinement latéral est d'autant plus marqué que les colonnes sont en groupes, de sorte que deux colonnes se procurent mutuellement une étreinte latérale leur permettant de subir des déformations moins importantes. En effet, il a été remarqué que pour des colonnes disposées en groupes, au fur et à mesure que des colonnes adjacentes sont construites pour former un groupe, les colonnes situées à l'intérieur sont confinées et ainsi rigidifiées par les colonnes environnantes (Barksdale et Bachus, 1983).

Certains auteurs, Morgenthaler (1978), Vautrain (1980), Bachus et Barksdale (1984), etc. ont remarqué qu'à l'application de la charge, cette dernière se répartissait pour moitié sur le sol et pour moitié sur la colonne. Puis, au fur et à mesure de la consolidation du sol, c'est-à-dire de la dissipation de l'excès de pression interstitielle par écoulement radial vers les colonnes, celles-ci reprennent une part plus importante, de l'ordre de 3 à 6 fois plus que le sol, de la contrainte totale. Cependant, Balaam et Poulos (1983) indiquent que dans les sols argileux, à l'état initial du chargement, la contrainte verticale sur l'argile peut être supérieure à celle sur la colonne. Ceci se produit car le sol fin, en l'occurrence l'argile, est non drainé en début de chargement et se comporte ainsi comme un matériau incompressible qui peut être donc plus rigide que la colonne ballastée. La dissipation de l'excès des pressions interstitielles par écoulement radial jusqu'aux colonnes ballastées change la rigidité relative des colonnes ballastées et de l'argile pour finalement, en conditions drainées, faire en sorte que la contrainte verticale sur les colonnes ballastées soit supérieure à celle de l'argile.

Après cette brève description concernant le mode de fonctionnement général des colonnes ballastées, il convient de décrire les différentes dispositions ainsi que les mécanismes de rupture qui gèrent la capacité portante des colonnes ou du sol amélioré. Les colonnes ballastées peuvent être soit isolées, afin de reprendre une charge ponctuelle, soit disposées selon un maillage régulier et constituer ainsi une amélioration en masse, pour réduire les tassements et augmenter la capacité portante du sol compressible.

1.2.1.2 Colonne isolée

Les colonnes isolées peuvent être soit ancrées soit flottantes. Cependant la plupart des colonnes isolées sont ancrées et permettent de reprendre des charges ponctuelles. L'utilisation des colonnes isolées flottantes est extrêmement rare et n'est évoqué ici qu'à titre informatif.

Les modes de ruptures décrits ci-dessous concernent des colonnes mises en place dans une couche homogène de sol compressible. La figure I 11, Datye (1982), permet de visualiser les trois modes de rupture d'une colonne ballastée :

- par expansion latérale ;
- par cisaillement généralisé ;
- par poinçonnement.

Si la colonne isolée est ancrée ou posée sur le substratum il est admis que la colonne peut se rompre par expansion latérale sur une hauteur limitée appelée hauteur critique. Pour Datye (1982) cette hauteur critique est de l'ordre de 3 à 4 fois le diamètre alors que pour Guermazi (1986) cette zone est au voisinage de la surface sur une profondeur d'environ 2 fois le diamètre initial de la colonne. Il est maintenant généralement admis, comme le remarquent Barksdale et Bachus (1983), que cette hauteur critique, dans un sol homogène, varie entre 2 et 3 fois le diamètre de la colonne. Dans le deuxième mode de rupture, par cisaillement généralisé, la colonne se rompt en surface par analogie au cisaillement d'un sol sous chargement par une fondation superficielle rigide. Ceci se produit lorsque la colonne n'est pas assez longue et repose sur une couche compétente ou y est très légèrement ancrée. Enfin, une colonne courte et flottante se rompt par poinçonnement.

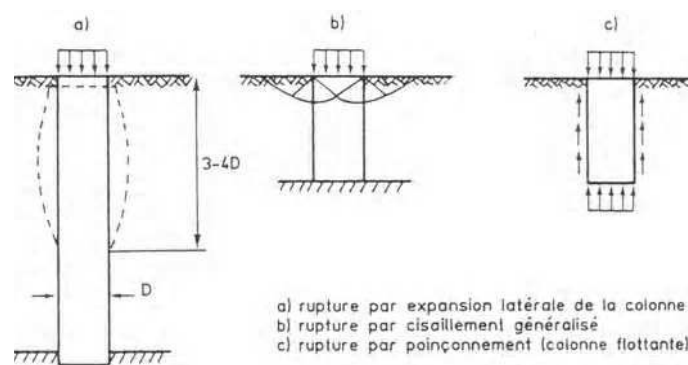


Figure I 11 - Modes de rupture des colonnes ballastées isolées dans un sol homogène (Datye, 1982).

Cependant, compte tenu de l'hétérogénéité des sols les modes de ruptures décrits ci-dessus peuvent varier, figure I 12 (Barksdale et Bachus, 1983). En effet, une rupture par cisaillement se produira si une couche molle est présente en surface, alors qu'une couche très molle en profondeur, dont le rapport épaisseur de couche diamètre de la colonne est inférieur ou égal à 1, pourra induire une légère expansion latérale. Cependant, si ce rapport est supérieur ou égal à deux, une rupture par expansion latérale de la colonne se produira. Cette figure indique que la

charge est uniquement appliquée sur la colonne et que, contrairement à la réalité, le diamètre de la colonne est identique sur toute sa longueur et ne varie pas en fonction de la résistance mécanique des couches.

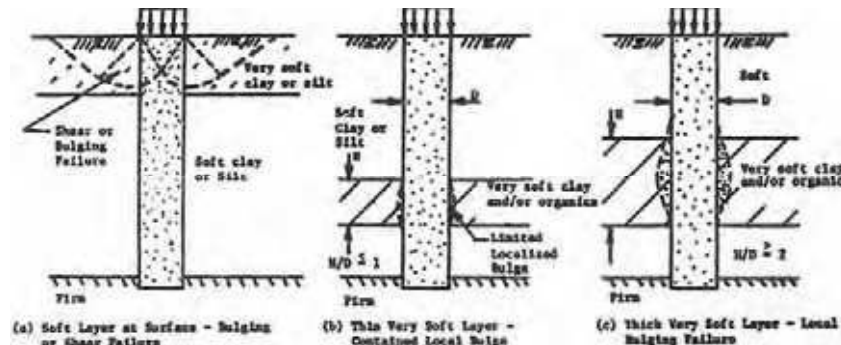


Figure I 12 - Mécanismes de ruptures des colonnes ballastées isolées dans les sols non homogènes (Barksdale et Bachus, 1983).

Cependant, le mode d'application de la charge (fondation souple ou rigide) ainsi que la taille de la surface chargée, ont une influence sur le mode de rupture et sur la déformée des colonnes. Après avoir considéré les colonnes isolées, il convient de définir les groupes de colonnes.

I.2.1.3. Réseaux de colonnes et principe de la cellule unité

Maurya *et al.* (2005) ont montré, lors de la comparaison d'essais de chargement de groupes de trois colonnes au sein d'un maillage et d'une colonne au sein d'un maillage, que la capacité portante par colonne était d'environ 40 % supérieure à celle de la colonne seule. Cependant, le tassement mesuré à la charge de rupture était 50 % plus élevé pour le groupe de colonnes. Bien que ne soient considérés ici que des réseaux supposés infinis de colonnes, d'autres auteurs, Barksdale et Bachus (1983) remarquent que le tassement d'un groupe de dix colonnes ballastées peut être trois à quatre fois supérieur de celui d'une colonne isolée. Bachus et Barksdale (1984) ont observé, lors d'essais sur modèles réduits de groupes de colonnes, que la capacité portante ultime d'un groupe de trois colonnes était 40 à 60 % supérieure à celui d'une colonne isolée. Cependant, Bustamante *et al.* (1991), lors d'essais de chargement d'une semelle sur une colonne isolée et sur une colonne au sein d'un maillage, ont constaté que ces deux inclusions avaient la même charge de fluage alors que le tassement associé à cette charge déterminé dans le premier essai était d'environ 55 % inférieur à celui du deuxième essai.

Les trois dispositions qui peuvent être utilisées pour l'amélioration des sols soumis à des chargements uniformément réparties sont :

- triangulaire (ou quinconce) ;
- carré ;
- hexagonal ;

La figure I 13, Balaam et Booker (1981), présente les trois maillages classiques, triangulaire, carré et hexagonal, ainsi qu'une cellule unité. Les paramètres d_e et s (*spacing*) sont respectivement le diamètre équivalent, ou zone d'influence de la colonne, et l'entre axe des colonnes. Les paramètres a et b sont respectivement le rayon de la colonne et le rayon de la cellule. Cette figure permet de constater que la zone d'influence optimale d'une colonne est réalisée pour un maillage triangulaire. Le cylindre constitué par la colonne et par le sol environnant est ainsi appelé cellule unité et est à la base des calculs axisymétriques de dimensionnement d'un réseau infini de colonnes, uniformément chargées (dallage, remblai, réservoir).

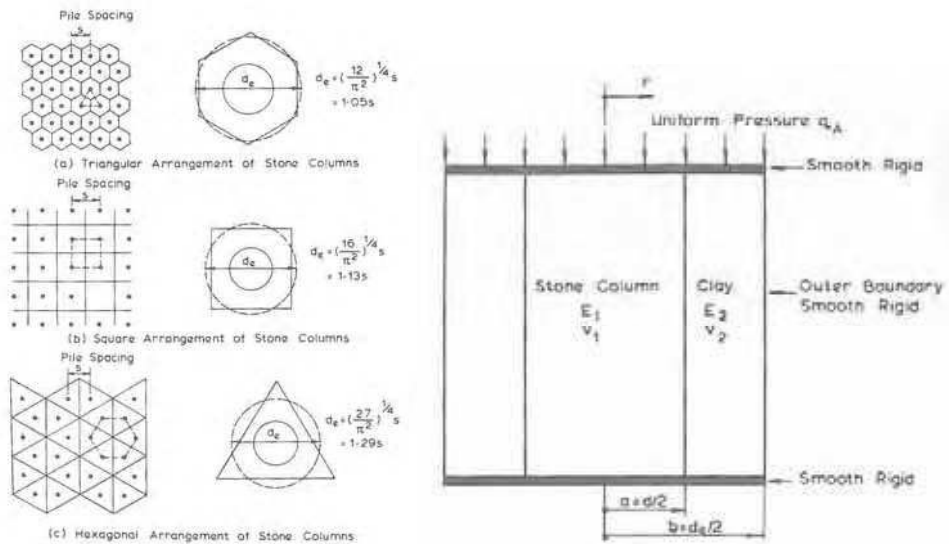


Figure I 13 - Disposition des colonnes selon les maillages, à gauche, et principe de la cellule unité, à droite (Balaam et Booker, 1981).

Le principe de la cellule unité ne peut en aucun cas être employé pour le dimensionnement d'un groupe réduit de colonnes (colonne isolée ou groupes sous semelles).

I.2.1.4. Facteur de substitution du sol A_r et rapport de surface A_s

Le facteur de substitution du sol A_r (ou taux d'incorporation) ou *area replacement ratio* est défini comme étant le rapport de l'aire de la colonne et de l'aire totale d'une cellule unité selon le maillage considéré. Ce facteur est donc toujours inférieur à l'unité et s'écrit selon la relation [3] :

$$A_r = \frac{A_c}{A} < 1 \tag{3}$$

avec :

A_c : aire d'une colonne de la maille ;

A : aire totale d'une cellule unité.

Le rapport de surface A_s [4] ou *area ratio* est défini comme étant l'inverse de A_r et est toujours supérieur à l'unité :

$$A_s = \frac{A}{A_c} > 1 \tag{4}$$

Ces deux facteurs permettent donc de déterminer le pourcentage de matériau incorporé par rapport au sol naturel et l'amélioration qui en résulte. Ceci est parfaitement compréhensible dans le cas d'un maillage infini de colonnes mais est plus délicat lorsque les colonnes sont placées sous des surfaces limitées (semelles). Cependant, ces rapports sont aussi employés dans le cas des semelles en considérant, non plus l'aire totale de la maille, mais l'aire totale de la fondation.

Le facteur de substitution du sol A_r varie (tableau I 8 annexe 1) selon les conditions initiales du sol (avant amélioration) et selon l'objectif de l'amélioration (diminution des tassements, augmentation de la capacité portante, diminution des risques liés à la liquéfaction...). Cependant, *in situ*, ce facteur varie de 0,05 (Maurya *et al.*, 2005) à 0,5, (Clemente et Davie, 2000), pour des chargements uniformes sous un réseau infini de colonnes et de 0,16 (Davie *et al.*, 1991 et

Greenwood, 1991) à 0,5 (Dhouib *et al.*, 2006 b) pour des chargements sur semelles. Cependant, nous pouvons constater que le facteur de substitution moyen se situe entre 0,2 et 0,35.

1.2.1.5. Essais pour la détermination de l'amélioration

Les essais en grandeur réelle réalisés pour déterminer l'amélioration apportée par la mise en place des colonnes sont des essais de chargement à la plaque sur une colonne ou sur des zones supérieures à 1 m², ainsi que des sondages avant et après la mise en place des colonnes. Par ailleurs, avant la mise en service d'un réservoir d'eau ou de stockage d'hydrocarbures, un essai de chargement par eau (hydrottest) est systématiquement effectué. Le tableau 8 de l'annexe 1 présente également, selon divers auteurs, les conditions de sol, le type de fondation, les paramètres géométriques des colonnes et leur disposition, les essais réalisés *in situ* afin de déterminer cette amélioration ainsi que les paramètres mesurés lors d'essais de chargement.

A partir de l'analyse de ce tableau, nous ne reviendrons pas sur les différents types de sols traités par colonnes ni sur les différents types de fondations, car ceci a déjà été évoqué dans les tableaux précédents. Néanmoins, ce tableau permet de constater que :

- le diamètre des colonnes (D_c) varie de 0,6 à 1,1 m et que leur longueur (L_c) varie de 2,5 à 15 m, exceptionnellement supérieure à 20 m ;
- le maillage triangulaire est, devant le maillage carré, le plus usité alors que le maillage hexagonal est absent, l'espacement entre-axe de colonnes varie de 1,2 à 4 m ;
- les colonnes disposées sous des fondations rigides sont soit seules, ou par groupes de deux à quatre, voire six et sont aussi utilisées sous les semelles filantes, leur entre axe varie de un (colonnes accolées) à $2,7.D_c$;
- le facteur de substitution du sol A_r (défini au paragraphe précédent) varie de moins de 0,1 à 0,5 selon l'amélioration recherchée ;
- très peu d'essais de chargement comparatifs en grandeur réelle ont été réalisés. En effet, on se contente généralement d'essais de chargement à la plaque (sur la colonne uniquement) ou sur des zones comprenant plusieurs colonnes, mais sans charger le sol naturel lors d'un autre essai. De même, les paramètres mesurés sont souvent uniquement le tassement en fonction de la charge ; ceci est compréhensible compte tenu du fait que les colonnes sont très souvent mises en place, soit pour réduire les tassements, soit pour augmenter la capacité portante du sol ;
- les essais pratiqués afin de déterminer l'amélioration obtenue sont ceux classiquement employés *in situ* (CPT, SPT, pressiomètre, scissomètre...) ainsi que des essais de chargement. La comparaison des résultats de sondages avant et après la mise en place des colonnes montre que les sols cohérents ont des facteurs d'amélioration nettement moindre que les sols pulvérulents. A titre d'exemples, Bretelle *et al.* (2004), Zaghouani *et al.* (2004), et Guilloux *et al.* (2003) ont démontré que dans les horizons sableux, le rapport de la résistance de pointe du sol après et avant varie de 1,7 à 1,9 alors qu'il est quasiment égal à 1 dans les passages limono-argileux. De même, Renton-Rose *et al.* (2000), déterminent des valeurs de ce rapport égales à 2,1 à 2,5 dans des sables et graviers propres. Aussi, Hayden et Welch (1991) constatent un rapport de 1,5 à 3 dans les couches sableuses alors qu'il est inférieur à 1,5 dans les couches argileuses. Cependant, Vautrain

(1980) a mesuré que la cohésion non drainée de l'argile molle avait augmenté d'un facteur maximal de 5,17, sans indiquer combien de temps après la construction des colonnes ces essais ont été réalisés. Par ailleurs, Holeyman et Wallays (1984) ont réalisé des colonnes de sable par la technique de pilonnage dans des sols tels que du sable fin, du sable limoneux et du sable moyen. Ils ont constaté que l'amélioration était fonction de la granulométrie du sol, de sa compacité initiale ainsi que de la quantité de matériau incorporé. Ils remarquent que plus la quantité de fines du sol est élevée et plus l'amélioration de la résistance de pointe du sol est faible.

1.2.2. Facteurs permettant de qualifier et de quantifier l'amélioration

Les facteurs permettant de qualifier et de quantifier l'amélioration sont :

- n , facteur de concentration des contraintes ;
- β , facteur de réduction des tassements ;
- facteur d'amélioration quelconque, c'est à dire permettant de quantifier l'augmentation d'un paramètre mécanique (résistance de pointe du sol par exemple) ou de capacité portante du sol, après la mise en place des colonnes.

1.2.2.1. Facteur de concentration des contraintes n

Le facteur de concentration des contraintes n , permettant de déterminer le report de charge entre la colonne et le sol lors du chargement, est défini, selon la relation [5], par le rapport de la contrainte sur la colonne sur la contrainte appliquée au sol :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \equiv \frac{E_c}{E_s} \quad (\text{équivalence uniquement valable dans le cas d'une fondation rigide)} \quad [5]$$

avec :

σ_c : contrainte transmise à la colonne ;

σ_s : contrainte transmise au sol ;

E_c : module élastique du matériau constituant la colonne ;

E_s : module élastique du sol.

Le tableau I 9 de l'annexe 1 présente les facteurs de concentration des contraintes pour divers chantiers ou modélisations, physiques ou numériques. Le facteur de concentration des contraintes a tendance à augmenter de la valeur unitaire au début du chargement pour atteindre des valeurs comprises entre 1,86 (Black *et al.*, 2006) et 10 (Stewart et Fahey, 1994), bien que la valeur de 1,86 soit considérée comme relativement faible par les auteurs. L'augmentation de n traduit un report de charge sur la colonne dont le module d'élasticité est dix à quarante fois celui du sol traité. Cependant, certains auteurs, McKelvey *et al.* (2004), Greenwood (1991) et Bachus et Barksdale (1984) ont constaté une diminution de ce rapport. Pour Alamgir *et al.* (1996), n est fonction de l'espacement entre colonnes, du type de sol, de la profondeur et de l'état de chargement. En comparaison avec une fondation souple, Balaam et Poulos (1983) ont démontré que l'augmentation de la rigidité d'une fondation entraînait une augmentation de la contrainte reprise par le matériau le plus résistant, *i.e.* la colonne. Par ailleurs, ils estiment qu'au début du chargement, le sol peut reprendre une fraction plus importante de la charge car il est non drainé et donc légèrement plus raide que la colonne. Ceci peut induire un n légèrement inférieur à 1 en tout début de chargement. Greenwood (1991), lors d'un essai de chargement à la plaque sur une

colonne isolée et instrumentée par deux capteurs de pression totale verticale à l'intérieur de celle-ci, avait constaté que la contrainte appliquée en tête de colonne était éliminée à une profondeur d'environ 6,5 diamètres. Par ailleurs, Greenwood (1991) avait mesuré une diminution de ce facteur de concentration des contraintes lors d'un essai de chargement d'une semelle rigide (2,75 x 1,22 x 0,3 m) reposant, pour partie, sur deux colonnes. Ce résultat peut être dû à la nature artificielle du sol (particules siliceuses, de la taille des limons, utilisées pour le polissage du verre) ainsi qu'à la disposition des colonnes par rapport à l'emprise de la semelle.

Enfin, les modélisations physiques réalisées par Muir Wood *et al.* (2000) ont permis de mettre en évidence la différence de concentration de contrainte le long d'une semelle filante sur cinq colonnes. En effet, n varie en fonction de la localisation de la colonne par rapport au centre de la semelle ce qui induit un chargement plus important des colonnes situées aux deux extrémités de la semelle par rapport à la colonne centrale.

Le tableau I 10 présente les différents cas de figure étudiés par Guermazi (1986). Il s'agissait de l'étude d'une cellule triaxiale dans laquelle était placée, autour d'un échantillon de sable modélisant la colonne, un limon. Les essais qui sont répertoriés font référence à des essais à contrainte de confinement constante.

Tableau I 10 - Variation du facteur de concentration des contraintes (d'après Guermazi, 1986).

Etude	Contrainte verticale totale (kPa)	n initial	n intermédiaire	n final
Essai de chargement jusqu'à la rupture d'une colonne drainante	100 à 310	6,0	5,8 (au pic)	2,5
Essai de chargement jusqu'à la rupture d'une colonne non drainante	50 à 170	2,8	3,1 (plastification)	1,1
Essai de chargement d'une colonne non drainante comportant un palier de consolidation	40 à 150	2,7	3,2	1,6
	150 à 320	4,0	3,8	1,6

Les valeurs initiales importantes sont dues à la contrainte initiale appliquée. Guermazi remarque que pour des essais à déplacement radial nul, cas extrême, n est égal à environ 6 lorsque la colonne de sable est à l'état quasi élastique et diminue jusqu'à la valeur 4 lorsque la colonne est à l'état plastique. Par ailleurs, il constate qu'au-delà du point de plastification de la colonne, n diminue progressivement, traduisant un transfert de charge de la colonne vers le sol.

1.2.2.2. Facteur de réduction des tassements β

Le facteur de réduction des tassements β est défini comme étant le tassement du sol non amélioré sur le tassement du sol amélioré. L'inverse de β est nommé coefficient de tassement. Le coefficient β , toujours supérieur à 1, s'écrit selon la relation [6] :

$$\beta = \frac{S_{\text{non amélioré}}}{S_{\text{amélioré}}} > 1 \quad [6]$$

avec :

$S_{\text{non amélioré}}$: tassement du sol non amélioré ;

$S_{\text{amélioré}}$: tassement du sol amélioré.

Cependant, dans la littérature anglo-saxonne, les termes employés pour définir ce facteur sont variables : *settlement reduction factor* (Balaam et Poulos, 1983, Balaam et Booker, 1981), *improvement factor n* (Priebe, 1995), *settlement ratio n* (Porooshab et Meyerhof, 1997), *settlement reduction factor β* (Pulko et Majes, 2005), *improvement factor* (Clemente et Davie,

2005), etc. mais traduisent tous le tassement du sol non amélioré sur le tassement du sol amélioré.

De nombreux auteurs (Baumann et Bauer, 1974, Greenwood, 1975, Priebe, 1976, 1995, Balaam, 1978, Aboshi *et al.* 1979, Balaam et Booker, 1981, 1985, Greenwood et Kirsch, 1983, Poorooshasb et Meyerhof, 1997, etc.) ont élaboré des abaques pour la détermination de β en fonction du rapport de surface $A_s (= A / A_c)$. Bien que Priebe (1995) ait élaboré sa méthode pour le dimensionnement des colonnes ballastées dans le milieu des années 1970, seuls ses abaques publiés dans cet article sont considérés ici. Nous avons rassemblé sur la figure I 14, selon divers auteurs, les variations de β en fonction de A_s dans le cas d'une fondation souple uniformément chargée et reposant sur un réseau infini de colonnes ballastées. Les résultats de Watt *et al.* (1967), Greenwood (1970), (1974), Kirsch (1979), Charles (1983) et Nahrgang (1976), reportés sur cette figure, sont issus de Greenwood et Kirsch (1983). Ces derniers indiquent que le rapport largeur de la fondation sur l'épaisseur du sol à améliorer est supérieur à 3. Le résultat de Castelli *et al.* (1983) est issu de Poorooshasb et Meyerhof (1997). Il est à noter que les résultats de Charles (1983) et Nahrgang (1976) sont issus d'essais de laboratoire alors que tous les autres sont déduits d'essais *in situ*. Cependant, les chargements appliqués et la méthode de calcul du coefficient ne sont pas connus. En effet, le tassement du sol amélioré est facilement mesurable *in situ*, cependant, celui du sol non amélioré est souvent calculé et non déterminé par des essais de chargement effectués dans les mêmes conditions que pour le sol amélioré. Ceci est compréhensible car il n'est pas économiquement rentable de charger un ouvrage de grande dimension à la fois sur le sol amélioré et sur le sol non amélioré dans le but d'obtenir β .

Cette même figure permet de constater que, outre A_s , le facteur de réduction des tassements varie en fonction de :

- l'angle de frottement du ballast, Priebe (1995) ;
- la concentration des contraintes (n), Aboshi *et al.* (1979) ;
- la rigidité relative de la colonne (E_c) et du sol (E_s), Balaam *et al.* (1977), Baumann et Bauer (1974) ;
- la cohésion non drainée du sol, Greenwood (1970).

Les résultats de Van Impe et De Beer (1983) ne sont pas représentés sur la figure I 14 car ils ne sont applicables qu'aux maillages rectangulaires ou carrés de colonnes.

Nous remarquons que plus A_s tend vers des valeurs inférieures à 5, plus le facteur de réduction des tassements est dispersé entre les différentes courbes. Or, comme le montre cette figure ainsi que l'analyse du tableau I 10, le facteur de substitution moyen se situe entre 0,2 et 0,35, soit un A_s compris entre 5 et 2,85 dans la majorité des cas.

Sur la figure I 15, nous avons rassemblé, selon divers auteurs, les variations de β en fonction de A_s dans le cas d'une fondation rigide uniformément chargée et reposant sur un réseau infini de colonnes ballastées disposées en maillage carré. Les résultats de Balaam (1978) sont issus de Greenwood et Kirsch (1983). Il est à noter que Balaam et Booker (1985) ont exprimé β en fonction de la rigidité de la colonne par rapport à celle du sol et par rapport à un coefficient adimensionnel défini comme le rapport de la contrainte appliquée sur le poids volumique du sol multiplié par la hauteur de la colonne ($q_{\text{appliquée}} / \gamma_{\text{sol}} \cdot H_{\text{colonne}}$). Les valeurs 1 et 5 après Balaam et Booker (1985) dans la légende sont celles de ce facteur adimensionnel.

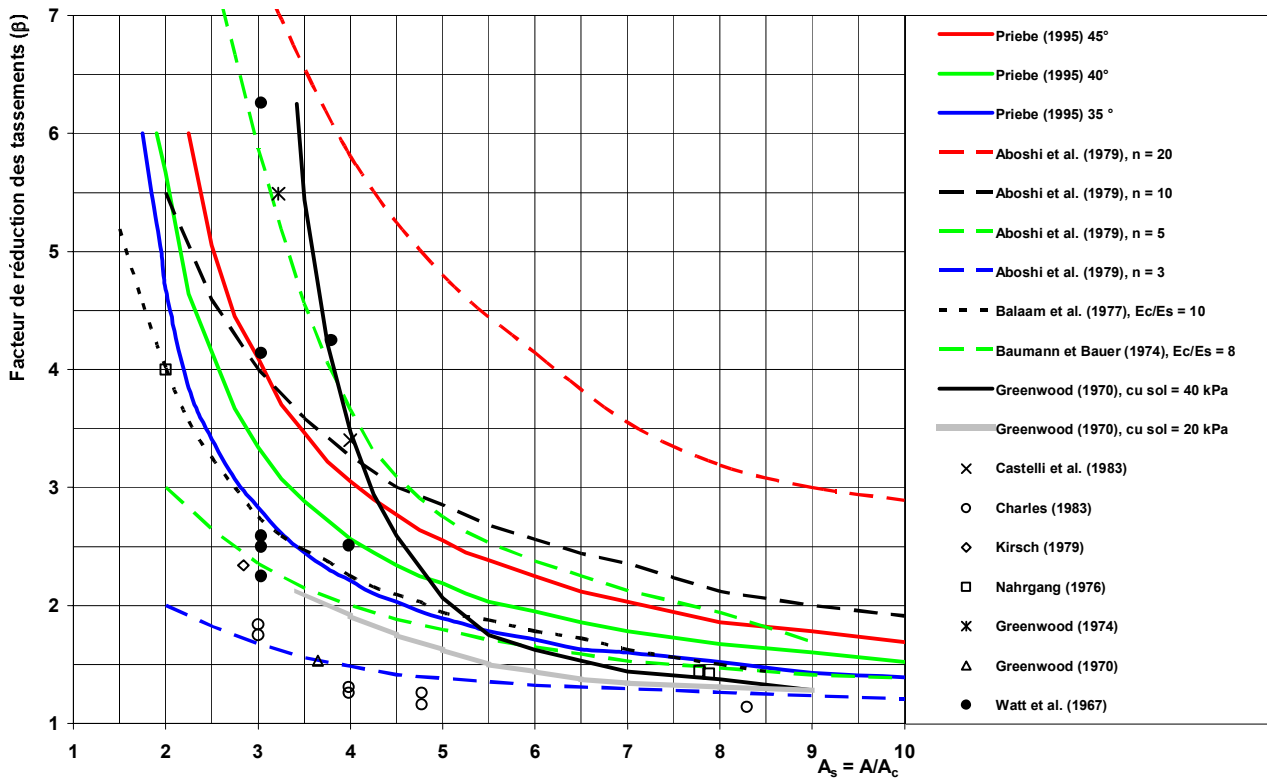


Figure I 14 - Facteur de réduction des tassements β en fonction de A_s dans le cas d'une fondation souple uniformément chargée reposant sur un réseau infini de colonnes ballastées disposées en maillage carré.

Malgré les différents paramètres employés pour déterminer le facteur d'amélioration en fonction de A_s , les courbes ne divergent pas autant que celles de la figure I 14 pour A_s inférieur à 5. Par ailleurs, comme le démontrent les résultats de Clemente et Davie (2000), pour un A_s constant, β augmente avec l'augmentation de la charge appliquée. Or, comme nous l'avons montré par l'analyse du tableau 9 (annexe 1), plus la contrainte appliquée est importante, plus le facteur de concentration des contraintes augmente jusqu'à la rupture et donc plus le facteur de réduction des tassements augmente. Ceci corrobore parfaitement les courbes en fonction de n de la figure I 14.

Concernant la différence entre le facteur de réduction des tassements des fondations souples et rigides, Balaam et Poulos (1983) indiquent que, pour un rapport longueur sur diamètre de colonne (L_c/D_c) inférieur à 5 le facteur de réduction des tassements β des fondations souples est légèrement inférieur à celui des fondations rigides. Or, la hauteur de colonne correspondant à un rapport L_c/D_c inférieur à 5 pour un diamètre moyen de 0,8 m, est de 4 m. Le tableau I 8 (annexe 1) permet de constater que cette hauteur minimale est généralement dépassée. Par ailleurs, ils indiquent que le β des fondations souples et rigides est identique lorsque le rapport H_c/D_c est compris entre 10 et 20.

La figure I 16 présente, selon Priebe (1995), la variation du rapport des tassements s/s_∞ en fonction du rapport de la profondeur de la couche traitée (d) (ou hauteur de la colonne) sur le diamètre (D_c) de la colonne dans le cas de semelles filantes.

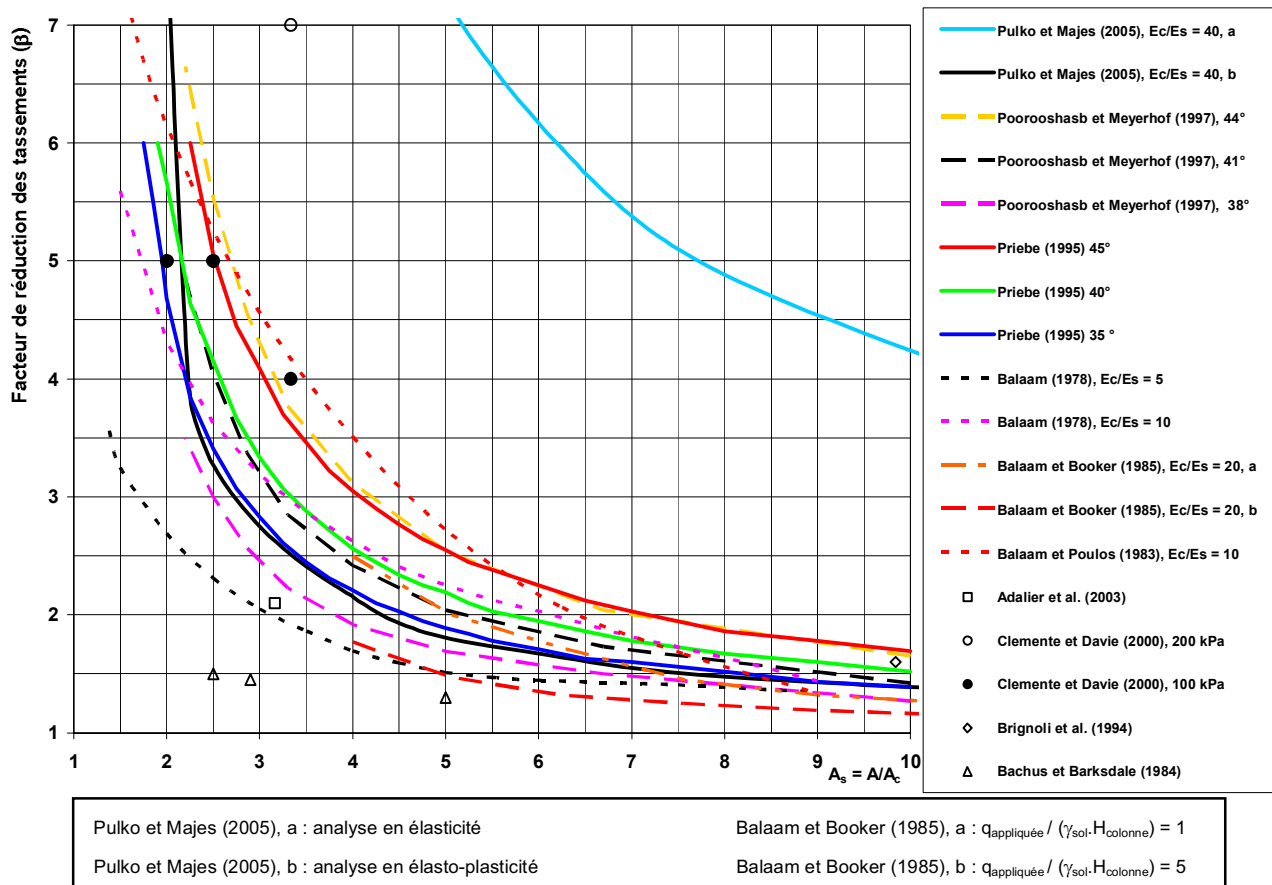


Figure I 15 - Facteur de réduction des tassements β en fonction de A_s dans le cas d'une fondation rigide uniformément chargée reposant sur un réseau infini de colonnes ballastées.

Les paramètres de l'abaque de la figure I 16 sont les suivants :

- en abscisses : rapport profondeur sur diamètre de la colonne ;
- en ordonnées : nombre de files de colonnes sous la semelle filante ;
- rapport des tassements s sur s_{∞} où s est le tassement de la semelle sur colonnes et s_{∞} est le tassement total d'une couche homogène sur laquelle est appliquée la contrainte de la semelle filante.

Le tassement total s_{∞} est défini par la relation [7] de Priebe (1995) :

$$s_{\infty} = q \frac{d}{E_s n_2} \tag{7}$$

avec :

q : contrainte appliquée sur la fondation ;

d : profondeur de la colonne ;

E_s : module d'Young du sol ;

n_2 : facteur d'amélioration corrigé, déterminé à partir des abaques de Priebe (1995).

Nous avons reporté sur cet abaque, à titre d'exemple, le résultat de Watts *et al.* (2000) pour une contrainte appliquée de 123 kPa. Ils ont réalisé un essai de chargement sur une semelle filante (0,75 x 9 m) sur une file de cinq colonnes de 0,7 m de diamètre et de 3,2 à 4,5 m de longueur, et un autre sur le sol naturel. Cet abaque permet de déterminer le tassement de la semelle

considérée entre 12,5 et 13,5 mm alors que les résultats *in situ* indiquent 16 mm. Dans ce cas, les résultats déterminés par l'abaque et par les mesures *in situ* sont relativement bien concordants.

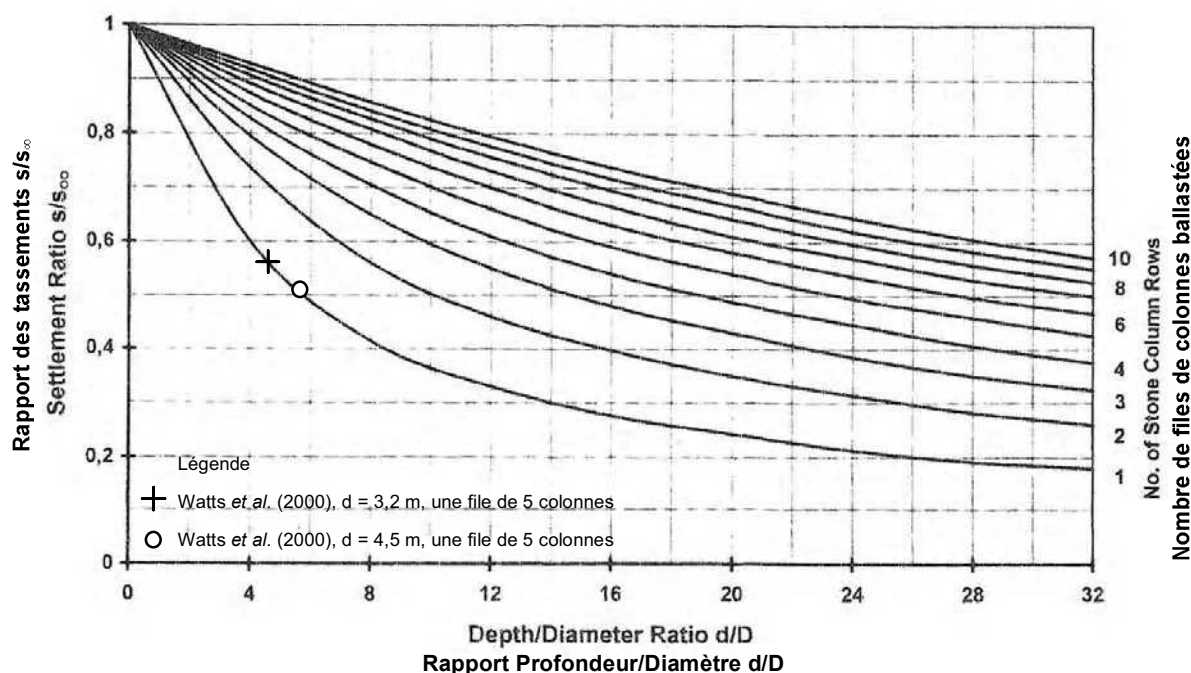


Figure I 16 - Variation du rapport des tassements d'une semelle filante en fonction du rapport d/D et du nombre de rangées de colonnes (d'après Priebe, 1995).

Il aurait été intéressant de placer les résultats de certains auteurs ayant réalisé des essais de chargement sur semelles sur un autre abaque de Priebe (1995). Cependant, cela n'est pas possible compte tenu de l'absence de connaissance de certains paramètres indispensables pour ce type de calcul.

I.2.3. Conclusion

Les colonnes peuvent être soit isolées, soit en groupes réduits (sous semelles rigides), soit en réseau infini (fondations rigides ou souples). Les mécanismes de rupture varient en fonction de la disposition de la ou des colonnes, de leur localisation au sein d'un groupe, de la taille de la surface chargée, de la profondeur des colonnes, ainsi que des conditions de sol. Le principe de la cellule unité n'est applicable qu'aux seuls réseaux infinis de colonnes sous chargements uniformément répartis. De nombreuses études (théoriques, analytiques et numériques) ont été menées afin de déterminer les paramètres intervenant dans la réduction des tassements d'un réseau infini de colonnes sous fondations souples ou rigides. Nous avons reporté ces résultats sur les abaques de Priebe (1995). Cependant, le dimensionnement de la réduction des tassements sous semelles rigides (isolées ou filantes) n'a été que très peu étudié, il en est de même pour leur capacité portante. La détermination de l'amélioration s'effectue dans la majorité des cas, uniquement du point de vue de la réduction des tassements ainsi que de l'augmentation de la capacité portante. Il serait donc judicieux de pouvoir disposer d'abaques ou de formules fiables calés sur des essais en grandeur réelle, permettant *a priori*, de déterminer la réduction réelle des tassements en fonction de la géométrie de la semelle, du nombre de colonnes, des conditions de sol, etc.

Dans la suite de ce mémoire, est présenté l'évolution des méthodes de dimensionnement des colonnes isolées ou en réseaux. Cela en termes de tassement, de capacité portante, pour les

deux configurations ainsi que du point de vue de l'amélioration de la stabilité globale et de l'augmentation de la résistance au cisaillement dans le cas spécifique des réseaux infinis.

1.2.4. Méthodes de dimensionnement

Les théories de l'expansion radiale d'une cavité cylindrique sont à la base du dimensionnement d'une colonne ballastée isolée. Les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées en tenant compte d'une colonne isolée ou d'un réseau infini de colonnes, du type de fondation, du comportement mécanique des matériaux ainsi que de l'objectif visé (augmentation de la capacité portante du sol, de sa résistance au cisaillement, de la stabilité globale ou réduction des tassements).

1.2.4.1. Travaux de Mattes et Poulos (1969) et de Hughes et Withers (1974)

Le fait que seulement un faible pourcentage de la charge appliquée en tête de colonne atteigne sa base fut démontré par Mattes et Poulos (1969) ainsi que par Hughes et Withers (1974), figure I 17. En effet, ils ont clairement mis en évidence, par des essais sur modèles réduits, que la charge appliquée sur une colonne isolée était transférée au sol mou environnant. Au fur et à mesure que la colonne s'expande latéralement et que son sommet tasse, le matériau granulaire est poussé dans le sol mou et transfère ainsi les contraintes au sol sous forme de contraintes de cisaillement. La contrainte latérale de confinement σ_3 agissant autour de la colonne ballastée est prise comme étant égale à la résistance passive que le sol environnant peut mobiliser lorsque la colonne s'expande. Comme la colonne est considérée en état de rupture, la contrainte ultime verticale σ_1 que la colonne peut supporter, est égale au coefficient de butée de celle-ci, K_{Pc} , multiplié par la contrainte latérale de confinement σ_3 . Le rapport des contraintes est exprimé selon la théorie classique de la plasticité [8] :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \varphi'_c}{1 - \sin \varphi'_c} K_{Pc} \quad [8]$$

avec :

σ_1 : contrainte verticale ultime supportée par la colonne ;

σ_3 : contrainte latérale de confinement ;

φ'_c : angle de frottement du ballast ;

K_{Pc} : coefficient de butée du ballast, c'est-à-dire de la colonne ballastée.

Cette équation [8] sera utilisée ultérieurement (équation [12]) en combinaison avec l'équation [10].

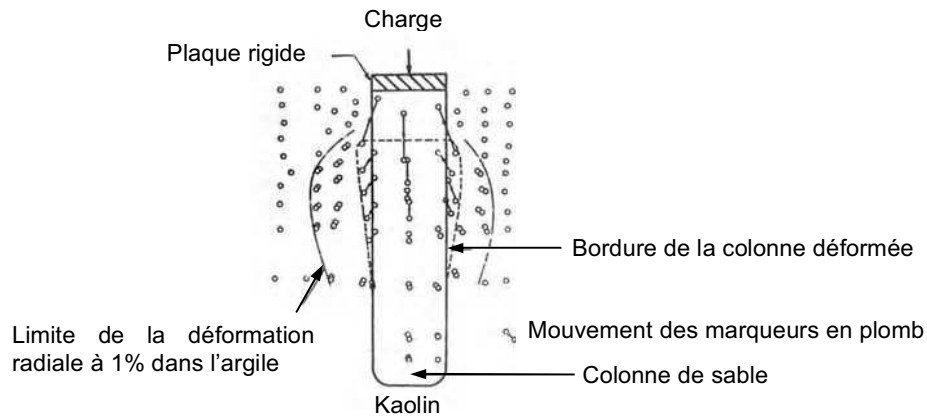


Figure I 17 - Rupture par expansion latérale d'un modèle réduit de colonne ballastée isolée chargée par une plaque rigide (Hughes et Withers, 1974).

I.2.4.2. Théories de l'expansion radiale d'une cavité cylindrique

Les trois théories présentées ci-après sont celles développées par Gibson et Anderson (1961), Vesic (1972) et Hughes et Withers (1974).

Gibson et Anderson considèrent l'expansion radiale d'une cavité cylindrique infiniment longue dans un milieu purement cohérent en condition non drainée, et ayant un comportement élasto-plastique. Pour un rayon a donné de la cavité, ils déterminent la pression totale appliquée P selon la relation [9] :

$$P = P_0 + c_u \left(1 + \ln \left[I_R \left(1 - \frac{a_0^2}{a^2} \right) \right] \right) \quad [9]$$

avec :

P_0 : pression de référence de la cavité ;

I_R : indice de rigidité du sol (G/c_u) ;

G : module de cisaillement du sol ;

c_u : cohésion non drainée du sol ;

a : rayon de la cavité ;

a_0 : rayon initial de la cavité.

Vesic (1972) a développé une solution générale pour caractériser l'expansion d'une cavité cylindrique infiniment longue dans des sols cohérents (comme Gibson et Anderson (1961)) et pulvérulents. Le sol suit une loi de comportement soit élastique soit rigide-plastique. La contrainte latérale ultime de confinement σ_3 développée par le sol environnant est exprimée selon la relation [10] :

$$\sigma_3 = c \times F'_c + q_m \times F'_q \quad [10]$$

avec :

c : cohésion du sol ;

q_m : contrainte moyenne $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ à la profondeur de la rupture ;

F'_c et F'_q : facteurs d'expansion de la cavité.

Les facteurs d'expansion de la cavité cylindrique, F'_c et F'_q (figure I 18), sont fonction de l'angle de frottement du sol ainsi que de l'indice de rigidité noté I_r . Ce dernier est donné par la relation [11] :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)(c + q \tan \phi'_c)} \quad [11]$$

avec :

E_s : module de Young du sol ;

c : cohésion du sol ;

ν_s : coefficient de Poisson du sol ;

q : contrainte moyenne dans la zone de rupture.

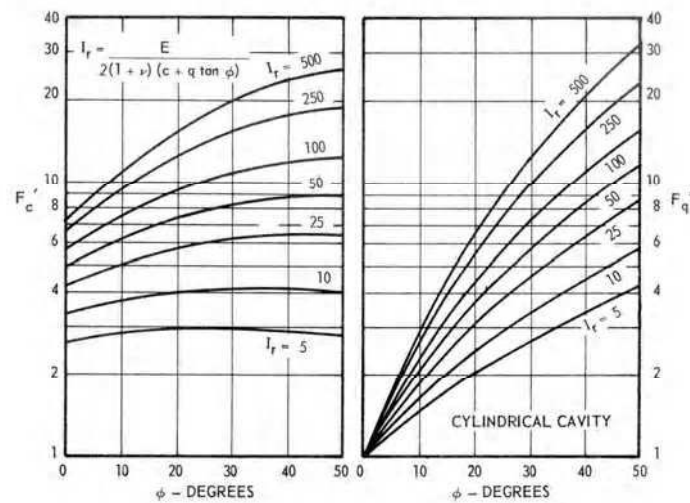


Figure I 18 - Facteurs d'expansion, F'_c et F'_q , d'une cavité cylindrique (Vesic, 1972).

En combinant les équations [8] et [10] et en assimilant q_{ult} à σ_1 , la contrainte verticale ultime appliquée sur la colonne devient (relation [12]) :

$$q_{ult} = (c \times F'_c + q \times F'_q) \left(\frac{1 + \sin \phi_{sc}}{1 - \sin \phi_{sc}} \right) \quad [12]$$

Hughes et Withers (1974) supposent que la résistance passive développée par le sol environnant peut être modélisée par l'expansion, à partir de son axe de révolution, d'un cylindre infiniment long, jusqu'à ce que la résistance passive ultime du sol soit atteinte. L'expansion de cette cavité cylindrique simule l'expansion latérale de la colonne dans le sol environnant. Par ailleurs, ils supposent que la rupture par expansion latérale d'une seule colonne ballastée est similaire à celle d'une cavité se développant pendant un essai pressiométrique. Dans leur approche, la théorie de Gibson et Anderson (1961) pour un matériau cohérent et une cavité cylindrique infiniment longue s'expansant, a été utilisée afin de prévoir la contrainte latérale ultime non drainée, σ_3 , du sol entourant la colonne et est exprimée selon la relation [13] :

$$\sigma_3 = \sigma_{ro} + c_u \left(1 + \ln \frac{E_s}{2 c_u (1 + \nu)} \right) \quad [13]$$

avec :

σ_3 : contrainte horizontale ultime non drainée du sol ;

σ_{ro} : contrainte horizontale totale du sol (à l'état initial) ;

E_s : module de Young du sol ;

c_u : cohésion non drainée du sol ;

ν_s : coefficient de Poisson du sol.

En combinant les équations [8] et [13], et en admettant que la contrainte verticale ultime applicable sur la colonne, q_{ult} , est égale à σ_1 , la relation [14] est obtenue :

$$q_{ult} = \left[\sigma_{ro} + c_u \left(1 + \ln \frac{E_s}{2c_u(1+\nu)} \right) \right] \left[\frac{1 + \sin \varphi_{sc}}{1 - \sin \varphi_{sc}} \right] \quad [14]$$

1.2.4.3. Dimensionnement d'une colonne ballastée isolée selon la capacité portante

a. Rupture par expansion latérale

La relation la plus usitée pour le calcul de la contrainte de rupture par expansion latérale (q_{re}) d'une colonne ballastée isolée a été développée par Greenwood (1970) [15] :

$$q_{re} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c'}{2} \right) \times \sigma_{h \max}' = K_{pcol} \sigma_{h \max}' \quad [15]$$

avec :

φ_c' : angle de frottement interne du matériau constituant la colonne ;

$\sigma_{h \max}'$: contrainte horizontale maximale du sol.

Dans le cas du pressiomètre, la pression limite du sol (pl) et la pression interstitielle (u) sont reliées à la contrainte horizontale maximale par la relation [16] suivante :

$$\sigma_{h \max}' = pl - u \quad [16]$$

Comme l'a démontré Datye (1982), la rupture par expansion latérale dans un sol homogène peut se produire sur une profondeur de trois à quatre fois le diamètre de la colonne, ainsi, la contrainte horizontale maximale du sol doit être déterminée sur cette profondeur.

b. Rupture par cisaillement généralisé

Brauns (1978, 1980) met en équation la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite ballast-sol, limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne posée sur un substratum (figure I 19). La profondeur de rupture h ainsi que la contrainte verticale limite en tête de colonne sont définies par les relations [17] et [18] :

$$h = 2.R_{col} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2} \right) \quad [17]$$

$$\frac{\sigma_{v \lim}}{c_u} = \left[\left(\frac{q}{c_u} \right) + \left(\frac{2}{\sin 2\delta} \right) \right] \times \left[1 + \frac{\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2} \right)}{\tan \delta} \right] \times K_{pcol} \quad [18]$$

avec :

c_u : cohésion non drainée du sol ;

q : surcharge appliquée à la surface du sol ;

δ : angle que fait la génératrice du cône avec l'horizontale, déterminé par abaque (figure I 19 droite).

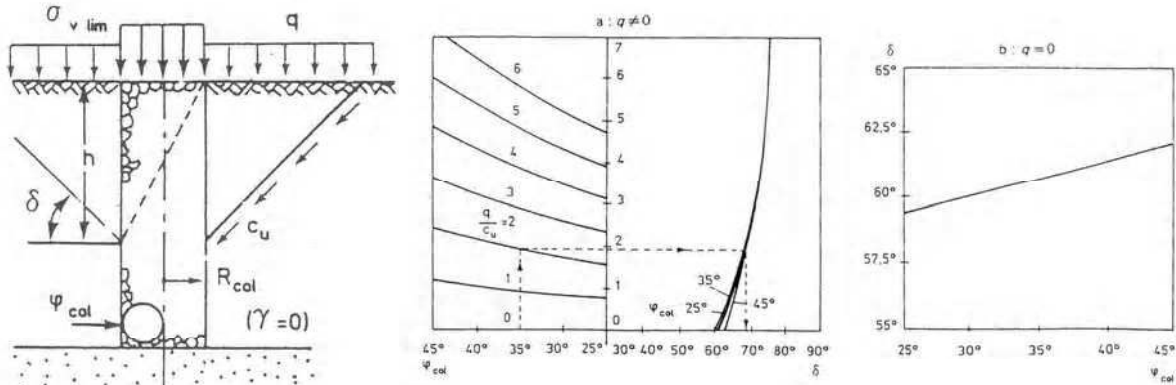


Figure I 19 - Surface de rupture par cisaillement généralisé (gauche) et abaque pour la détermination de l'angle δ (droite) (Brauns, 1978).

c. Rupture par poinçonnement d'une colonne flottante

La charge limite associée à la rupture par poinçonnement d'une colonne flottante a été définie par Hughes *et al.* (1975) ainsi que par Brauns (1980) (figure I 20). La colonne est supposée travailler comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et un frottement latéral positif. Ils ont déterminé, de manière empirique, une longueur minimale L_{min} [19] pour que le poinçonnement soit évité et une longueur maximale L_{max} [20] au-delà de laquelle le traitement est inutile :

$$L_{min} = 0,5 \times R_{col} \left(\frac{\sigma_{v,0}}{c_u} - 9 \right) \tag{19}$$

$$L_{max} = 0,5 \times R_{col} \left(\frac{\sigma_{v,0}}{c_u} \right) \tag{20}$$

avec :

R_{col} : rayon de la colonne ;

$\sigma_{v,0}$: contrainte verticale appliquée ;

c_u : cohésion non drainée du sol.

Par ailleurs, si γ le poids volumique de la colonne est connu, la contrainte verticale à la profondeur z peut être calculée selon la relation [21] :

$$\sigma_{v,z} = \sigma_{v,0} + z \left[\gamma - \frac{2c_u}{R_{col}} \right] \tag{21}$$

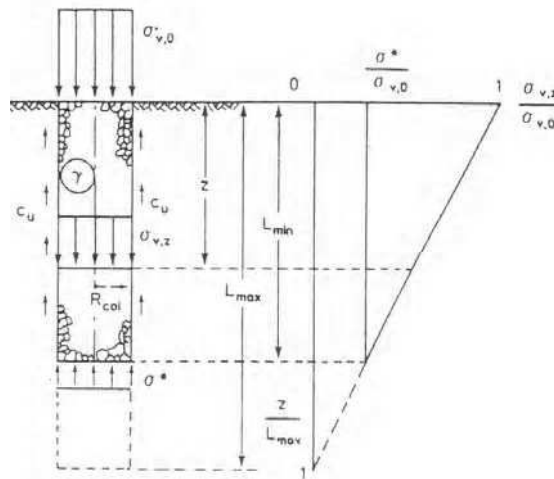


Figure I 20 - Longueurs minimales et maximales d'une colonne flottante (Brauns, 1980).

d. Détermination graphique de la capacité portante d'une colonne isolée

Thornburn (1975) a établi un abaque (figure I 21) permettant de déterminer la capacité portante d'une colonne isolée en fonction de la cohésion non drainée du sol. L'abaque est aussi utilisable pour des groupes de colonnes. Cependant, cet abaque est basé sur la connaissance du diamètre réel des colonnes réalisées par des vibreurs, de l'époque, des entreprises *Cementation* ou Keller. La portée pratique de cet abaque reste donc limitée à ces seuls vibreurs.

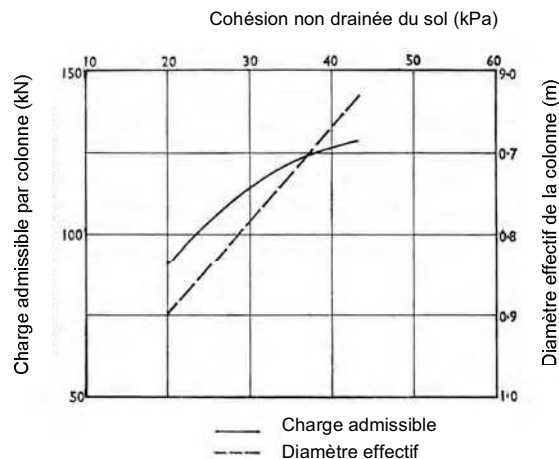


Figure I 21 - Prévion de la charge aamissible en tete ae colonne et au diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thornburn, 1975).

Après avoir considéré le dimensionnement d'une colonne ballastée selon la capacité portante ainsi que les différents modes de rupture d'une colonne isolée le tassement d'une colonne ballastée est étudié.

1.2.4.4. Etude du tassement d'une colonne ballastée

Ce sont Mattes et Poulos (1969) ainsi que Balaam *et al.* (1976) qui ont le plus participé à l'étude du tassement d'une colonne ballastée. Néanmoins, Christoulas *et al.* (2000) ont, plus récemment, contribué au développement de relations à partir de résultats d'essais de chargement de colonnes à échelle réduite. Mattes et Poulos (1969) considèrent une inclusion compressible flottante sur laquelle est appliquée une charge verticale centrée. Celle-ci induit des tassements immédiats pseudo-élastiques qui constituent la majeure partie du tassement total de l'inclusion

compressible. Leurs travaux analytiques permettent de calculer le tassement selon la relation [22] :

$$S = \frac{P}{E_s L} I_p \quad [22]$$

avec :

S : tassement en tête de l'inclusion compressible ;

P : charge appliquée à l'inclusion ;

E_s : module d'Young du sol ;

L : longueur de l'inclusion ;

I_p : facteur d'influence du déplacement. Dépend (figure I 22) de la rigidité relative K entre l'inclusion et le sol, $K = (E_{\text{inclusion}}/E_{\text{sol}})$.

Le facteur d'influence du tassement I_p est déterminé par lecture directe sur l'abaque de la figure I 22 a. Par ailleurs, ils démontrent, figure I 22 b, que seulement un faible pourcentage de la charge appliquée en tête de l'inclusion atteint sa base. En effet, pour un rapport de rigidité inférieur à 100 ainsi qu'un rapport de longueur sur diamètre de la colonne égal à 10, le pourcentage de la charge supportée par la base de l'inclusion ne dépasse pas 10%. Il convient de remarquer que les travaux analytiques de Mattes et Poulos (1969) dérivent de ceux réalisés sur les pieux, alors que Balaam *et al.* (1976) in Soyes (1985) se sont focalisés sur le chargement d'une colonne grâce à la méthode des éléments finis. Cependant, la portée des résultats de Balaam *et al.* reste *a priori* limitée compte tenu du calage de leurs travaux sur un seul essai de chargement en grandeur réelle.

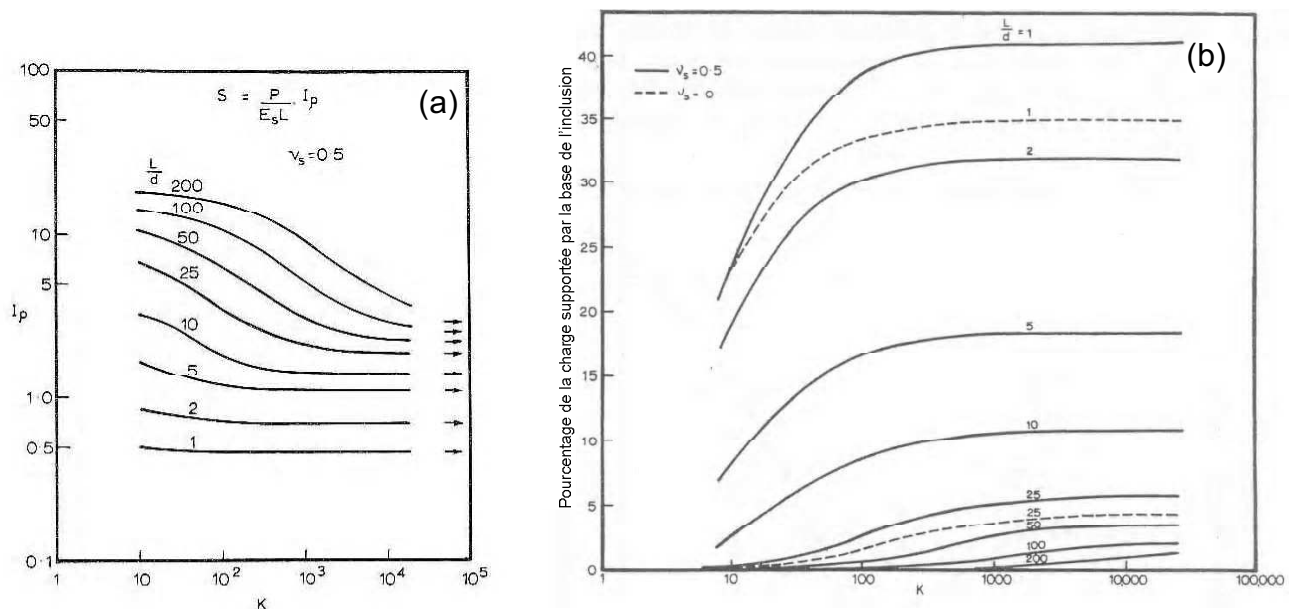


Figure I 22 - (a) Tassement de la tête de l'inclusion compressible et (b) pourcentage de la charge supportée par la base de l'inclusion en fonction de la rigidité relative entre l'inclusion et le sol (d'après Mattes et Poulos, 1969).

Christoulas *et al.* (2000) admettent que le tassement S d'une colonne isolée peut être dissocié selon le chargement considéré, relations [23] et [24] :

$$S \frac{Q_{\text{appl}}}{L_c \times E_s} \times I_p \quad \text{pour } Q_{\text{appl}} \leq Q_c \quad [23]$$

$$S \frac{Q_c}{L_c \times E_s} \times I_p + \frac{Q_{\text{appl}} - Q_c}{4L_c \times E_s} \times I_p \quad \text{pour } Q_c \leq Q_{\text{appl}} \leq Q_{\text{ult } 10\%} \quad [24]$$

avec :

Q_{appl} : charge appliquée en tête de colonne ;

Q_c : charge de fluage ;

$Q_{\text{ult } 10\%}$: charge ultime pour un tassement correspondant à 10 % du diamètre de la colonne ;

I_p : facteur d'influence de Mattes et Poulos (1969), cf. figure I 22 ;

L_c : longueur de la colonne ;

E_s : module d'élasticité du sol ;

Ils indiquent aussi que si la charge appliquée est inférieure à la charge de fluage, alors la colonne se comporte comme un pieu frottant et admettent, par précaution, que ces relations restent néanmoins limitées à leur étude et mériteraient de plus amples essais.

Par ailleurs, des résultats d'essais sur modèles réduits d'une colonne ballastée isolée chargée par une semelle rigide sont présentés dans le tableau I 11 de l'annexe 1 et leur analyse permet de constater que :

- dans la plupart des études, les essais de chargement sont réalisés à la fois sur le sol non amélioré et amélioré.
- certains auteurs, Malarvizhi et Ilamparuthi (2004), Sharma *et al.* (2004) et Sivakumar *et al.* (2004) ont étudié des colonnes entourées d'un géotextile. La mise en place d'un géotextile autour des colonnes doit permettre de confiner le ballast dans des sols extrêmement mous ;
- le sol est cohérent (kaolin, argile ou limon) ;
- les colonnes sont soit flottantes, soit posées sur un substratum naturel ou sur la base de la cellule et le rapport L_c/D_c (longueur de colonne/diamètre de colonne), varie de 5 à 12 ;
- le matériau constituant les colonnes est du sable ou de la roche finement concassée (granite, calcaire) ;
- les procédures de construction des colonnes sont variables (forage de l'argile puis compactage progressif du ballast, réalisation des colonnes à l'extérieur du modèle puis congélation, construction des colonnes en même temps que le sol, etc.). Comme le reconnaissent les auteurs, toutes ces méthodes ne sont pas employées dans la réalité. Seule la technique employée par Christoulas *et al.* (2000) (fonçage d'un tube métallique fermé provisoirement à sa base puis remplissage et compactage du ballast) se rapproche le plus d'une méthode de construction *in situ* des colonnes.
- les facteurs d'augmentation de capacité portante ($Q_{c \text{ sol seul}} / Q_{c \text{ col}}$) déterminés varient de 1,2 à 2,8 pour des colonnes sans géotextile, et de 1,5 à 2,9 avec, selon le type de géotextile employé ;
- les déplacements horizontaux sont parfois mesurés mais les résultats restent qualitatifs, seuls Hughes et Withers (1974), Christoulas *et al.* (2000) et Sharma *et al.* (2004) fournissent des résultats chiffrés. Ainsi, la rupture par expansion latérale d'une colonne

ballastée dans un sol homogène se produit, selon ces auteurs, sur une profondeur comprise entre 2 et 3 diamètres de la colonne. Christoulas *et al.* ont pu déterminer cette profondeur de rupture en réalisant l'autopsie des deux colonnes après leur chargement.

Par ailleurs, ne figurent pas dans ce tableau les excès de pression interstitielle mesurés lors de ces essais. Cependant, Sivakumar *et al.* (2004) indiquent que, lors du chargement, l'excès de pression interstitielle est moins important pour les colonnes posées sur la base de la cellule que pour les colonnes flottantes car le drainage est plus rapide dans le premier cas. Christoulas *et al.* (2000) montrent que si la charge appliquée est inférieure à la charge de fluage, l'excès de pression interstitielle est positif et qu'il devient négatif au-delà. Ceci tend à prouver que le chargement s'est fait à l'état non drainé. En outre, Sivakumar *et al.* (2004) estiment que dans un sol homogène, pour un chargement par une semelle, les colonnes ayant une longueur supérieure à cinq fois leur diamètre ($L_c/D_c > 5$) ne contribuent plus à l'augmentation de la capacité portante du sol amélioré. Black *et al.* (2006) supposent que le rapport L_c/D_c optimum se situe entre 5 et 10.

Des résultats d'essais sur modèles réduits de groupes réduits de colonnes ballastées chargées par une semelle rigide sont présentés dans le tableau I 12 de l'annexe 1. Son analyse permet de constater que :

- dans la plupart des études, les essais de chargement sont réalisés à la fois sur le sol non amélioré et amélioré ;
- les semelles sont soit circulaires, carrées ou rectangulaires ;
- le nombre de colonnes mises en place sous les semelles est soit trois, quatre, six ou dix-huit ;
- le sol employé est soit du kaolin, du limon, ou de la *Trinity College Dublin (TCD) transparent clay* (McKelvey *et al.*, 2004). Cependant, ces derniers auteurs reconnaissent que l'angle de frottement de ce matériau est très élevé (34°) par rapport aux sols rencontrés *in situ* ;
- les colonnes sont soit flottantes, soit posées sur un substratum naturel ou sur la base de la cellule et le rapport L_c/D_c (longueur de colonne/diamètre de colonne), varie de 5,7 à 14,5 ;
- le matériau employé pour la construction des colonnes est généralement du sable fin ;
- les procédures de construction des colonnes sont variables (forage de l'argile puis compactage du ballast, réalisation des colonnes avant le sol, ou fonçage d'un tube provisoirement fermé puis compactage du ballast).
- les facteurs d'augmentation de capacité portante ($Q_{c \text{ sol seul}} / Q_{c \text{ col}}$) déterminés varient de 1,4 à 2,1, sauf pour McKelvey *et al.* (2004) ;
- les facteurs de réduction des tassements varient au cours du chargement, et en fonction de l'effet de drainage de la colonne (Guermazi, 1986).
- les déplacements horizontaux sont exclusivement présentés qualitativement.

Par ailleurs, Bachus et Barksdale (1984) démontrent que l'expansion latérale des colonnes est localisée à leur sommet et est restreinte sur leurs faces intérieures compte tenu de la présence de colonnes sur certains cotés. Muir Wood *et al.* (2000) indiquent que la présence de colonnes en dehors de l'emprise de la semelle permet d'augmenter la résistance au cisaillement du sol et ils soulignent le fait que le comportement et le mode de rupture des colonnes sous semelles rigides dépendent :

- de la position (centrale ou en bordure) des colonnes sous la semelle ;

- de la longueur des colonnes ;
- du taux de substitution.

McKelvey *et al.* (2004) démontrent que l'expansion n'est pas symétrique par rapport à l'axe des colonnes mais dans des directions préférentielles. En effet, les colonnes se sont expansées dans la direction où il n'y avait pas de colonnes environnantes. Par ailleurs, les auteurs suggèrent qu'il existe une longueur de colonne, pour un arrangement de colonnes donné, pour L_c/D_c compris entre 6 et 10 pour laquelle l'augmentation de la capacité portante est insignifiante. Hu (1995) *in* McKelvey *et al.* (2004) avaient trouvé qu'il y avait peu d'augmentation de la capacité portante lorsque L_c/D_c augmentait de 5,7 à 9,1 dans le cas d'un radier rigide.

Pour Adalier *et al.* (2003), compte tenu de la très faible perméabilité du limon, lors des secousses sismiques, les colonnes ballastées n'ont pas diminué de manière importante l'augmentation de l'excès de pression interstitielle, ainsi, tout changement de comportement entre le sol non amélioré et le sol amélioré, est dû à l'effet de renforcement des colonnes. Ils constatent aussi que le sol s'est étalé sur les côtés et a entraîné le tassement de la semelle lors des secousses sismiques. Par ailleurs, Muir Wood *et al.* (2000) démontrent que les déformations les plus importantes, de cisaillement, se situent en bordure de semelle et à faible profondeur. De plus, leur intensité diminue au centre de la semelle alors que l'intensité maximale se situe à une profondeur plus importante. En outre, pour des colonnes longues, la majeure partie du déplacement de la semelle est absorbée par la compression verticale des colonnes.

Le tableau 13 de l'annexe 1 présente des modélisations analytiques et numériques du chargement de colonnes ballastées sous semelles rigides et il permet de constater que :

- la loi de comportement du sol est considérée comme étant soit élastique linéaire, soit élasto-plastique (Drucker-Prager, Cam-Clay), avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb ou Tresca ;
- la loi de comportement de la colonne ballastée est soit élastique linéaire, soit élastique parfaitement plastique à critère de rupture de type Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager ;
- soit les solutions numériques sont réalisées en homogénéisation ;
- soit les solutions numériques sont réalisées en 2D en symétrie de révolution ;
- soit les solutions numériques sont réalisées en 3D pour des dispositions supérieures ou égales à 2 colonnes ;
- le ballast est généralement considéré comme un matériau purement frottant, dont l'angle de frottement interne varie de 30 à 45°, dilatant ou non dont l'angle de dilatance varie de 0 à 30°.
- le rapport du module de la colonne sur le module du sol (E_c/E_s) varie de 1 à 200 environ, bien que cette dernière valeur soit particulièrement très élevée. En effet, dans le cas des colonnes ballastées, ce rapport excède rarement 100 ;
- le rapport longueur sur diamètre de la colonne (L_c/D_c) varie de 3 à 22,5 et le rapport de substitution du sol A_r de 0 à 1 (Balaam et Poulos, 1983) bien que les autres auteurs indiquent des valeurs comprises entre 0,07 et 0,69 ;
- les paramètres étudiés sont généralement le tassement, le déplacement horizontal et le facteur de concentration des contraintes en fonction de la charge. Ces paramètres sont analysés en fonction du rapport des modules colonne/sol, de la longueur des colonnes,

ainsi que du taux de substitution du sol. Des études plus particulières (Dhouib *et al.*, 2002 et Dhouib, 2003), permettent de prendre en compte un chargement excentré.

Par ailleurs, la plupart des études est réalisée afin de comparer des résultats *in situ* ou en modèle réduit à la modélisation ou pour effectuer un dimensionnement *a priori*. Seuls Clemente *et al.* (2005), Bouassida *et al.* (1995, 2003), Lee & Pande (1998), ont effectué des études paramétriques. Bouassida *et al.* (1995, 2003) ont réalisé de nombreux abaques présentant le renforcement en fonction du paramètre η ($= 1 - A_r$), de la géométrie de la semelle et de E_c/E_s ainsi que le tassement en fonction de η et de E_c . Cependant leur méthode reste limitée car elle n'est pas validée par des essais réels. Clemente *et al.* (2005) indiquent qu'il se produit un accroissement du facteur de réduction des tassements (β) lorsque la charge appliquée sur la semelle augmente, pour un A_s constant. Ils proposent ainsi la relation 25 suivante, valable pour des configurations carrées de 9, 16 et 49 colonnes, afin de calculer β en fonction des deux autres paramètres.

$$\beta = 1 + \frac{(-0,078 \log A_s + 0,109)p^3 + (2,377 \log A_s - 6,523)p^2 + (-338,875 \log A_s + 728,618)p}{100000} \quad [25]$$

avec :

A_s : inverse du facteur de substitution du sol, égal au rapport de l'aire totale d'une cellule unité à l'aire d'une colonne de la maille ;

p : contrainte égale à la capacité portante du sol, kPa.

Kirsch (2004), constate que la colonne centrale est chargée 2 à 1,8 et 1,45 à 1,35 fois plus que les colonnes en coin de semelle et les colonnes en périphérie, respectivement, lors de l'augmentation du chargement. Ce facteur diminue en fonction de la profondeur et de l'augmentation de la charge. En effet, ceci indique que les colonnes situées en périphérie se plastifient avant les colonnes de la zone centrale. Il y a donc une plastification différée entre les colonnes de la périphérie et celles du centre. L'analyse d'un essai de chargement en grandeur réelle sur cinq colonnes, montre que c'est celle du centre qui est la moins chargée. Muir Wood *et al.* (2000) démontrent que la répartition de la contrainte sous la semelle n'est pas homogène. En effet, la colonne centrale est toujours moins chargée que les colonnes en périphérie. Il en résulte une différence de comportement des colonnes.

Les résultats issus de la modélisation ne convergent pas nécessairement vers ceux obtenus *in situ*. En effet, Hayden et Welch (1991) indiquent que les tassements obtenus par la modélisation sont 65 % plus importants que la moyenne des mesures *in situ*. Par ailleurs, Morgenthaler *et al.* (1978) remarquent que les rapports des contraintes colonne/sol sont 2 à 4 plus élevés que ceux déterminés *in situ*.

A noter que le tassement peut être calculé à partir de relations déterminées dans les Recommandations Colonnes Ballastées (2005). Cependant, aucune justification n'est apportée quant à la validité de cette méthode de calcul.

Conclusion

Le comportement et donc le dimensionnement d'une colonne ballastée isolée dépend de sa longueur, de son ancrage ou non ainsi que du mode d'application de la charge. Bien que les méthodes de construction des colonnes ne soient pas celles employées *in situ*, des essais sur

modèles réduits ont permis de démontrer que le comportement d'une colonne ballastée au sein d'un groupe réduit de colonnes, chargée par une semelle rigide, dépend de :

- la position de la colonne sous la semelle (au centre ou en périphérie) ;
- la taille de la semelle ;
- la géométrie de la semelle ;
- la longueur des colonnes ;
- du taux de substitution du sol.

Ainsi, le dimensionnement de colonnes ballastées en groupe réduit doit prendre en compte l'ensemble de ces éléments.

Par ailleurs, l'étude de colonnes ballastées flottantes chargées par des semelles rigides, montre qu'il existe un rapport longueur sur diamètre de colonne compris entre 5 et 10, pour lequel les colonnes n'apportent qu'une légère augmentation de la capacité portante du sol amélioré. Cependant, ceci n'a pas encore été déterminé *in situ*. En outre, le facteur de concentration des contraintes n'augmente, de la valeur 1 environ, lors du chargement de la colonne, pour atteindre 4 voire plus, puis diminue après plastification de celle-ci.

Les modélisations permettent de constater que le chargement des colonnes sous semelles rigides n'est pas homogène, en effet, les colonnes centrales sont généralement moins chargées que celles situées en périphérie. Ainsi, il en résulte une différence de comportement comme cela a été démontré par l'analyse des essais sur modèles réduits.

Après avoir considéré le dimensionnement d'une colonne ballastée selon sa capacité portante et selon son tassement, le dimensionnement d'un réseau de colonnes est étudié.

I.2.4.5. Dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées

Le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées s'effectue selon l'amélioration souhaitée. En préambule, il convient de noter que seule la consolidation primaire a été abordée dans les publications. La figure I 7 présente le report des charges en fonction du type de la fondation (rigide ou souple). Ce report est donc fonction de la rigidité de la fondation, néanmoins, Balaam et Poulos (1983) considèrent que le rapport théorique de réduction des tassements prévisibles sous des ouvrages souples et rigides ne diffère que de quelques pourcents. Par ailleurs, Vautrain (1980) considère qu'il y a un report des charges sur les colonnes et une égalité des tassements de surface du sol et de la colonne même si l'ouvrage concerné est souple (remblai).

Les hypothèses les plus communément admises pour le dimensionnement d'un réseau infini de colonnes ballastées sont :

- utilisation du principe de la cellule unité ;
- report des charges sur la colonne au fur et à mesure de la consolidation du sol et du chargement ;
- égalité des tassements en surface du sol et de la colonne ;

La prise en compte de l'amélioration du sol lors de sa consolidation est traduite, dans les calculs, par une augmentation de sa rigidité, c'est à dire de son module d'élasticité. L'amélioration du sol encaissant lors de la réalisation des colonnes ballastées n'est pas prise en compte dans les calculs, sauf exceptions (Guetif *et al.*, 2004). Après une présentation générale de la méthode de Priebe (1976), seront présentés successivement le calcul du taux de consolidation, l'amélioration

de la stabilité globale ainsi que l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol traité, l'augmentation de la capacité portante et enfin la réduction des tassements.

a. Méthode de Priebe (1976)

Généralités

Les bases de la méthode de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées au milieu des années 70. La méthode de Priebe est l'application de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique à la déformation horizontale de la colonne ballastée et du sol. On ne tient pas compte de l'effet de la pesanteur. La colonne ballastée est supposée incompressible. Elle est en état limite de poussée et reçoit du sol une pression latérale égale à la pression appliquée à la surface du sol. Les tassements du sol sont calculés à partir d'un module de type œdométrique et ceux de la colonne sont directement liés au changement de diamètre (condition de volume constant). Des corrections sont apportées ensuite pour tenir compte de l'effet de la compressibilité de la colonne et de l'effet de la pesanteur. La compressibilité de la colonne limite l'effet du traitement du sol sur les tassements : le tassement résiduel n'est jamais nul mais est celui du matériau compacté de la colonne. La pesanteur modifie la valeur des contraintes au contact de la colonne et du sol, augmente la pression appliquée par le sol sur la colonne, limite la largeur de la colonne en profondeur et augmente la capacité portante de la colonne.

A partir de ses hypothèses, Priebe en déduit une amélioration globale du sol définie par le facteur de réduction des tassements (β), aussi appelé facteur d'amélioration n_0 , qui caractérise l'efficacité du traitement :

$$\beta = n_0 = 1 + a \left[\frac{0,5 + f(\nu_s, a)}{K_{ac} f(\nu_s, a)} - 1 \right] \quad [26]$$

avec :

$$a = A_r = A_{col}/A$$

ν_s : coefficient de Poisson du sol ;

$$K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2} \right) : \text{coefficient de poussée du ballast}$$

$$f(\nu_s, a) = \frac{(1 - \nu_s)(1 - a)}{(1 - 2\nu_s) + a} \quad [27]$$

Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La compressibilité de la colonne se traduit par un accroissement Δa de la section de la colonne, fonction de la rigidité relative colonne/sol ($E_{\text{œdo}_{col}}/E_{\text{œdo}_{sol}}$) :

$$\Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta \left(\frac{1}{a} \right)} \quad [28]$$

où $\Delta(1/a) = \Delta(A/A_{col})$ est directement donné par un abaque en fonction du rapport des modules œdométriques $E_{\text{œdo}_{col}}/E_{\text{œdo}_{sol}}$. L'angle de frottement interne du ballast est noté φ_c . Par ailleurs, A

est la section totale d'une cellule unité soit le domaine d'influence d'une colonne. Le nouveau rapport des sections \bar{a} ($\bar{a} = a + \Delta a$) est alors employé afin de déterminer le facteur d'amélioration n_1 :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[\frac{0,5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} f(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad [29]$$

La valeur de n_1 est directement déterminée à partir d'un abaque en fonction du rapport A/A_{col} majoré de l'accroissement $\Delta(A/A_{col})$.

Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La prise en compte de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur f_d donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 - y \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_0}} \quad [30]$$

avec :

σ_v : contrainte verticale à la profondeur considérée ;

σ_0 : contrainte apportée par l'ouvrage ;

y : facteur d'influence donné par un abaque en fonction du rapport A/A_{col} majoré de l'accroissement $\Delta(A/A_{col})$.

La compressibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne conduit Priebe (1995) à limiter le facteur de profondeur au rapport des modules (E_{col}/E_{sol}) divisé par celui des contraintes ($\sigma_{col}/\sigma_{sol}$), soit :

$$f_d \leq \frac{Eoedo_{col}}{Eoedo_{sol}} \cdot \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_{col}} \quad [31]$$

Ceci revient à noter que $f_d < y \cdot \frac{Eoedo_{col}}{Eoedo_{sol}}$, mais $f_d \geq 1$.

Par ailleurs, $f_d = 1$ lorsque la fondation est rigide ($E_{col}/E_{sol} = \sigma_{col}/\sigma_{sol}$).

b. Taux de consolidation

Le réseau de drains créé par la mise en place des colonnes permet d'augmenter la vitesse de consolidation des sols par la dissipation de l'excès de pression interstitielle, dans le cas où l'eau est effectivement pompée dans les colonnes et est ainsi extraite du sol ou s'il existe un exutoire gravitaire en surface. L'écoulement de l'eau dans le sol vers les colonnes est considéré comme un cheminement radial. Cette consolidation suit la formule de Barron (1947) [32], dont les paramètres ont été indicés par nos soins pour plus de clarté :

$$U_r(t) = 1 - e^{\left[-8 \times C_r \times \frac{t}{D_{drain}^2} \times F(n_{drain}) \right]} \quad [32]$$

avec :

$U_r(t)$: degré de consolidation, exprimé en pourcentage ;

t : temps, unité (s) ;

C_r : coefficient de consolidation radiale, unité ($m^2 \cdot s^{-1}$) ;

D_{drain} : distance entre l'axe des drains, unité (m) ;

$n_{\text{drain}} = D_{\text{drain}}/d_{\text{eq}}$, avec d_{eq} le diamètre équivalent du drain, unité (m) ;

$F(n_{\text{drain}}) \approx \ln(n_{\text{drain}}) - 0,75$.

Cependant, Barksdale et Bachus (1983) soulignent que lors de la construction des colonnes, l'interface sol-colonne est considérée comme une zone où le sol est détérioré et pollué et où des particules de sol peuvent s'introduire dans les pores de la colonne. Ils indiquent que cela a pour effet de diminuer le rayon d'action de la colonne et que sa perméabilité peut être réduite d'un facteur 10.

c. Amélioration de la stabilité globale et augmentation de la résistance au cisaillement d'un sol sous remblai

Une méthode d'homogénéisation a été adoptée afin de calculer l'amélioration de la stabilité globale d'un remblai. Selon Di Maggio (1978) et Priebe (1978) *in* Soyez (1985), les caractéristiques du milieu homogène équivalent sont définies par les relations [33] à [35] :

$$\bullet \quad \gamma_e \text{ poids volumique équivalent : } \gamma_e = A_r \gamma_c + (1 - A_r) \gamma_s \quad [33]$$

$$\bullet \quad c_e \text{ cohésion équivalente : } c_e = m c_c + (1 - m) c_s \quad [34]$$

$$\bullet \quad \varphi_e \text{ angle de frottement équivalent : } \varphi_e = \left[m \tan(\varphi_c) + (1 - m) \tan(\varphi_s) \right]^1 \quad [35]$$

Les indices c et s font respectivement référence à la colonne et au sol. Les valeurs du facteur d'homogénéisation courant noté m sont classées dans le tableau I 14. Les paramètres σ_c^* et σ_r^* sont, respectivement, la contrainte verticale appliquée à la base du remblai sur la colonne et la contrainte verticale moyenne apportée par le remblai. Par ailleurs, q_{appl} est la contrainte verticale moyenne correspondant à la charge appliquée et $q_{\text{c cons}}$ la contrainte verticale en tête de colonne à la fin de la consolidation.

Tableau I 14 - Valeurs du facteur d'homogénéisation courant m.

Auteurs	m_{min} (court terme)	m_{max} (long terme)
Dhouib <i>et al.</i> (1998)	$A_r = A_c/A$	$A_r \cdot (\sigma_c^*/\sigma_r^*)$
Mitchell (1981)	-	$A_r \cdot (\sigma_c^*/\sigma_r^*)$
Priebe (1978)	$(A_c \cdot q_{\text{appl}})/A \cdot q_{\text{appl}}$	$(A_c \cdot q_{\text{c cons}})/A \cdot q_{\text{appl}}$
Di Maggio (1978)	A_r	-

En comparant différentes méthodes de calcul (modèle initial, homogénéisation de Priebe (1978), modèle réel avec transfert de charge) Dhouib *et al.* (1998) démontrent que le modèle réel, par transfert de charge, permet d'obtenir une augmentation du coefficient de sécurité (Γ_{min}) exprimé en fonction du facteur de substitution A_r . Comparativement au modèle initial, *i.e.* milieu discrétisé sans report de charges, ils obtiennent une augmentation de ce facteur de sécurité de l'ordre de 30% pour une augmentation de A_r de 85%. Ils en concluent que le modèle initial peut s'appliquer au calcul à court terme si l'on considère que le remblai est appliqué en une seule fois.

L'homogénéisation de Priebe (1978) conduit à une diminution du facteur de sécurité pour une augmentation de A_r ce qui est contradictoire avec la réalité.

L'augmentation de la résistance au cisaillement apportée par la réalisation des colonnes ballastées dans les sols compressibles a été déterminée par Priebe (1978), Aboshi *et al.* (1979) et Dhouib *et al.* (1998). Le tableau I 15 présente les différentes valeurs de la résistance au cisaillement après traitement d'un sol par colonnes ballastées.

Tableau I 15 - Valeurs de la résistance au cisaillement τ du sol traité.

Auteurs	τ_s	τ_c	τ_e
Dhouib <i>et al.</i> (1998)			Fonction du report de charge.
Priebe (1978)		$\sigma_c(z) \cdot \cos(\alpha_c) \cdot \tan(\varphi'_c)$	$A_r \cdot \tau_c(z) \cdot \cos(\alpha_c) + (1 - A_r) \cdot \tau_s(z)$
Aboshi <i>et al.</i> (1979)	c_{uo}	$\sigma_c(z) \cdot \cos(\alpha_c) \cdot \tan(\varphi'_c)$	$A_r \cdot \tau_c(z) \cdot \cos(\alpha_c) + (1 - A_r) \cdot \tau_s(z)$

Les paramètres α_c et α_s sont l'angle d'inclinaison de la surface potentielle de rupture en un point, respectivement, dans la colonne et dans le sol. Dhouib *et al.* (1998) prennent en compte le report de charge entre le sol et les colonnes. Cette formulation introduit deux rapports nommés rapports des résistances au cisaillement, l'un attribué au sol (r_s) et l'autre aux colonnes (r_c). Leur somme, égale à 1, s'établit selon la relation [36] :

$$r = A_r \cdot r_c + (1 - A_r) \cdot r_s \quad [36]$$

Les rapports de résistances au cisaillement r_s et r_c sont exprimés par les relations [37] et [38] :

$$r_s = \frac{\tau_s(x)}{\tau_e(x)} = \frac{1}{m_s + (1 - m_s) \frac{\sigma_r(x)}{c_u} \cos \alpha (\tan \varphi'_c)} \quad [37]$$

$$r_c = \frac{\tau_c(x)}{\tau_e(x)} = r_s \frac{m_c}{A_r} \frac{\sigma_r(x)}{c_u} \cos \alpha (\tan \varphi'_c) \quad [38]$$

avec :

$$m_c = A_r \frac{\sigma_c(x)}{\sigma_r(x)} \quad [39]$$

$$m_s = (1 - A_r) \frac{\sigma_s(x)}{\sigma_r(x)} \quad [40]$$

Néanmoins, cette étude théorique basée sur une analyse à la rupture est difficile à valider de manière expérimentale selon ses propres auteurs. Dhouib *et al.* (1998) montrent que l'augmentation de l'angle de frottement interne du ballast de 38 à 42° conduit à un accroissement de Γ_{\min} de 5 à 15/20 % pour un facteur de substitution du sol A_r respectivement égal à 0,1 et 0,26. Ceci prouve, selon les auteurs, que le choix d'un matériau des colonnes plus frottant n'est intéressant que pour des volumes de traitement importants. Le tableau I 16 (annexe 1) présente les sur-largeurs de traitement des ouvrages mis en œuvre sur divers chantiers.

Barksdale et Bachus (1983) ont remarqué qu'il se produisait une expansion latérale du sol par étalement (*spreading*) en bordure des remblais, lors de l'application de la charge. Ce phénomène réduit donc l'étreinte latérale dont bénéficient les colonnes grâce à l'effet de groupe. Pour éviter ce

phénomène, il convient de mettre en place des colonnes qui ne sont pas directement sous l'ouvrage mais en bordure, afin d'apporter un confinement aux colonnes réellement chargées par ce dernier. Aucune règle, ni théorique ni pratique, n'a pu être définie, à partir de l'analyse du tableau I 16 de l'annexe 1, quant à la sur-largeur de traitement qu'il conviendrait de réaliser. Toutefois, les colonnes mises en place en bordure de remblai assurent aussi une sécurité vis-à-vis de la rupture circulaire. Cependant, en plus du risque lié à l'étalement latéral des colonnes lors du chargement statique de l'ouvrage, Adalier *et al.* (2003) et Zaghouani *et al.* (2004) considèrent des colonnes pour la diminution des risques liés à la liquéfaction des couches.

d. Augmentation de la capacité portante et réduction des tassements

L'augmentation de la capacité portante ou la réduction des tassements induits par la mise en place d'un réseau de colonnes ballastées sous ouvrage souple ou rigide, uniformément chargé, a été très étudiée, comme en témoignent les tableaux I 17 et I 18 de l'annexe 1.

L'estimation de la réduction des tassements s'effectue selon plusieurs méthodes :

- modèles réduits ;
- analytiques : essentiellement par la méthode de Priebe (1976, 1978, 1995) en utilisant les abaques des figures I 14 et I 15 ;
- numériques, axisymétriques ou en déformations planes en deux dimensions, ou en trois dimensions : en effet, des logiciels utilisant les éléments finis (PLAXIS, CRISP) ou les différences finies (FLAC) sont de plus en plus utilisés pour obtenir une estimation des tassements. Ces calculs sont généralement effectués en élasto-plasticité en utilisant un sol ayant un critère de rupture de Mohr-Coulomb, ou le modèle Cam-Clay Modifié (CRISP). Cependant, il a été admis par Buggy *et al.* (1994) que la loi de comportement Cam-Clay Modifié dans le logiciel CRISP était jugée trop sophistiquée pour les dimensionnements habituels.

Le tableau I 17 (annexe 1) présente des études sur modèles réduits dont l'objectif est de déterminer la réduction des tassements ou l'augmentation de la capacité portante apportée par la mise en place de colonnes ballastées sous un maillage infini de colonnes, que la fondation soit souple ou rigide. Ce tableau permet de constater que :

- les études concernent plus particulièrement les fondations rigides que souples ;
- l'application de la charge est effectuée à une intensité de la pesanteur g égale à $9,81 \text{ m/s}^2$, sauf pour un essai de Stewart et Fahey (1994) ;
- des essais de chargement sont réalisés sur le sol seul ainsi que sur le sol amélioré. Les colonnes sont parfois renforcées par un gainage en géotextile (Sivakumar *et al.*, 2004) ;
- le sol est généralement constitué par du kaolin, de l'argile, ou du limon ;
- les colonnes sont soit flottantes, soit posées sur la base de la cellule ou sur du matériau naturel (sable) et le rapport longueur de colonne sur diamètre de colonne (L_c/D_c) varie de 1,7 à 30 ;
- le facteur de substitution du sol A_r varie de 0,09 à 1 mais est généralement inférieur à 0,44 ;
- les procédures de construction des colonnes sont variables (forage du sol puis compactage du sable, construction de la colonne à l'extérieur du sol et mise en place après forage dans

celui-ci, ou création du sol autour d'une réservation pour la future colonne puis remplissage et compactage du sable) ;

- le facteur de réduction des tassements est généralement étudié afin de déterminer l'amélioration. Ce facteur est extrêmement variable car il est fonction de A_r et du chargement. Cependant, il est supérieur à 1,2 pour A_r faible (0,04) au début du chargement et peut être supérieur à 5 à la fin (Guermazi, 1986). Des valeurs plus faibles ont cependant été déterminées pour A_r supérieur à 0,5 (Bachus et Barksdale, 1984) ;
- les déplacements horizontaux sont rarement mesurés ;

Par ailleurs, Stewart et Fahey (1994) constatent que le temps nécessaire pour obtenir une diminution de 50 % de l'excès de pression interstitielle, est 40 % plus faible avec colonnes que sans. Sivakumar *et al.* (2004) indiquent que l'excès de pression interstitielle est plus faible pour les colonnes posées sur la base de la cellule que pour les colonnes flottantes car il s'opère un drainage plus rapide dans le premier cas.

Guermazi (1986) souligne que les conditions aux limites (déplacement radial nul ou contrainte de confinement constante) n'ont aucun effet sur le transfert de charge à l'état élastique de la colonne. En effet, ces conditions n'interviennent qu'à la plastification de la colonne. Il se produit alors un transfert de charge de la colonne vers le sol qui est plus faible dans le cas d'un essai à déplacement radial nul.

Le tableau I 18 (annexe 1) présente des modélisations analytiques et numériques du chargement d'un réseau de colonnes ballastées sous fondations souples ou rigides uniformément chargées. Cependant, n'ont pas été reportés dans ce tableau certaines références (Baumann et Bauer, 1974, Balaam, 1978, Aboshi *et al.*, 1979, Van Impe et De Beer, 1983, Priebe, 1995), car elles ont déjà été prises en compte dans les abaques de figures I 14 et I 15. Ce tableau permet de constater que :

- la loi de comportement du sol est considérée soit élastique linéaire ou non linéaire, soit élastique parfaitement plastique, avec un critère de rupture Mohr-Coulomb, ou le modèle de Cam-Clay ;
- la loi de comportement du ballast est soit élastique linéaire, soit élastique parfaitement plastique, avec un critère de rupture Mohr-Coulomb ;
- le rapport module d'élasticité de la colonne module d'élasticité du sol (E_c/E_s) varie de 4,7 à 100 ;
- les colonnes sont généralement ancrées ou posées sur un substratum plus compétent, à part pour Priebe (2005) ;
- le facteur de substitution du sol A_r varie de 0,01 à 1 lors d'études paramétriques mais de 0,09 à 0,3 lors d'études plus générales ;
- les paramètres qui sont le plus généralement étudiés sont la réduction des tassements ou l'augmentation de la capacité portante en fonction de la charge appliquée, du rapport des modules colonne sol, et du facteur de substitution du sol. Cependant, pour certains ouvrages (réservoirs), les tassements en fonction de la distance à l'axe du modèle, ainsi que les déplacements horizontaux en bordure d'ouvrage sont aussi déterminés.

Par ailleurs, Balaam et Booker (1981, 1985) indiquent que la contrainte dans la colonne augmente lorsque E_c/E_s croît et ceci d'autant plus que la rigidité du radier augmente. Dhouib *et al.* (1998) indiquent que la prise en compte du transfert de charge sur la colonne au cours du

chargement entraîne une augmentation de sa résistance au cisaillement et ainsi une augmentation de la stabilité du remblai.

Balaam et Booker (1985) et Poorooshasb et Meyerhof (1997) considèrent que la réduction des tassements est négligeable si A_r est inférieur, respectivement à 0,04 et 0,06. Par ailleurs, Poorooshasb et Meyerhof (1997) indiquent que compte tenu de la gamme de valeur de E_s pour des sols mous (1 à 4 MPa) son effet peut être négligé par rapport à E_c , de plus ils remarquent que le coefficient de Poisson du sol a une très faible influence sur la réduction des tassements. Enfin, dans leur étude la longueur des colonnes a un effet négligeable sur l'efficacité du système.

Concernant la comparaison des résultats *in situ* avec ceux obtenus par la modélisation, Kundu *et al.* (1994) remarquent que pour un rapport E_c/E_s de 10 et une contrainte verticale de service appliquée de 135 kPa, les tassements issus de la modélisation sont de 21 % supérieurs à ceux mesurés *in situ*. Buggy *et al.* (1994) remarquent que les résultats de tassements obtenus par la modélisation sont de 31 % supérieurs à ceux mesurés *in situ* et que les déplacements horizontaux de la modélisation ont été surestimés de 33 % au maximum. Cependant, la plupart des études ne simulent pas la mise en place des colonnes, sauf Guetif *et al.* (2004). Ils démontrent ainsi que la prise en compte de la consolidation de l'argile grâce à leur procédure de mise en place de la colonne par refoulement latéral du sol permet d'augmenter de 11 à 14 % le facteur de réduction des tassements.

e. Conclusion

Le comportement ainsi que le dimensionnement d'un réseau infini de colonnes ballastées uniformément chargées reposent sur le principe de la cellule unité qui associe un volume de sol à la colonne en fonction du maillage adopté. Ce dimensionnement doit donc être distinct de celui d'une colonne isolée ou d'un groupe réduit de colonnes. De nombreuses études ont été menées sur les améliorations apportées par la mise en place d'un réseau infini de colonnes. Comme l'a démontré cette analyse bibliographique, le réseau de drains ainsi créé peut voir son efficacité réduite par le procédé de mise en place des colonnes qui perturbe le sol.

Par ailleurs, la prise en compte du transfert de charge sur la colonne au cours du chargement permet de mieux définir l'augmentation de la stabilité globale ainsi que de la résistance au cisaillement d'un sol sous remblai. Cependant, la construction de colonnes ballastées en périphérie de l'ouvrage (souple ou rigide) devrait être étudiée afin de déterminer la sur-largeur de traitement nécessaire pour apporter un confinement aux colonnes sous l'ouvrage.

De nombreuses études ont été réalisées afin de déterminer l'augmentation de la capacité portante ainsi que la réduction des tassements dus à la mise en place d'un réseau infini de colonnes. Ces études démontrent que la réduction des tassements est négligeable pour un taux de substitution du sol inférieur à 0,06. Par ailleurs, comme cela a été constaté précédemment la réduction des tassements entre une fondation souple ou rigide uniformément chargée est identique lorsque le rapport longueur sur diamètre de colonne varie de 10 à 20, or l'analyse bibliographique démontre que ce rapport est généralement supérieur à 10 lors des études numériques reflétant ainsi les colonnes mises en place *in situ*, ce qui n'est pas forcément le cas dans les études sur modèles réduits.

I.3. CONCLUSION DU CHAPITRE I

Cette étude bibliographique a permis, dans une première partie, de déterminer les conditions d'utilisation des colonnes ballastées dans les différents types de sols (naturels ou anthropiques). Celle-ci conclut que la mise en place des colonnes ballastées peut être effectuée dans la majorité des sols sauf dans les sols organiques. Par ailleurs, le matériau employé pour le ballast est, dans la plupart des cas, du gravier roulé ou concassé, de la roche concassée, le plus souvent du calcaire, dont la granulométrie dépend du mode d'alimentation de celui-ci.

Cette étude démontre aussi que la détermination de l'efficacité de la mise en place des colonnes est réalisée par la mesure de l'augmentation d'un paramètre mécanique du sol ou par la réalisation d'essais de chargement. Cependant, très peu d'essais de chargement en grandeur réelle, à long terme, de semelles rigides ont été réalisés à la fois sur le sol non amélioré ainsi que sur le sol amélioré. Très souvent, on se contente d'effectuer un essai de contrôle de la capacité portante de la colonne seule.

La deuxième partie de cette étude a permis de distinguer les mécanismes de comportement ainsi que le dimensionnement d'une colonne, d'un groupe réduit de colonnes, ainsi que d'un réseau infini de colonnes. Les essais sur modèles réduits menés sur des groupes finis de colonnes chargées par des semelles rigides permettent de mettre en évidence les différences de comportement des colonnes au sein de ces groupes. Il en résulte que le dimensionnement de chaque colonne doit tenir compte de sa localisation au sein du groupe ainsi que de la taille de la semelle. Un cas particulier abordé dans ces modèles réduits permet de constater que la longueur des colonnes flottantes, rares dans la réalité, peut être optimisée compte tenu des objectifs à atteindre. Cependant, dans le cas des semelles rigides, compte tenu de l'ouvrage à supporter (bâtiment) la détermination de l'amélioration passe avant tout par la réduction des tassements qui sera le critère déterminant.

Les réseaux réguliers de colonnes uniformément chargés ont été très étudiés, tant sur le plan théorique que pratique. Ces études montrent que les réseaux de colonnes peuvent servir à l'accélération de la consolidation du sol, l'augmentation de la stabilité globale, l'augmentation de la résistance au cisaillement, l'augmentation de la capacité portante et enfin à la réduction des tassements. Cependant, tous ces effets bénéfiques ne sont pas nécessairement combinés lors d'un projet et seul le maillage mis en œuvre permettra de favoriser l'un ou l'autre de ces bénéfices. L'ensemble des études (modèles réduits, analytiques et numériques) indique que le comportement des colonnes est fonction de la rigidité de l'ouvrage, du rapport des rigidité colonne sol, du taux de substitution du sol, des paramètres physiques (longueur et diamètre) et mécaniques de la colonne, ainsi que du chargement réellement appliqué.

Cette étude bibliographique a permis de montrer le peu de connaissances qui existe concernant l'utilisation des colonnes ballastées sous des semelles rigides. En effet, quelle est l'amélioration du sol que l'on peut obtenir lors de la réalisation d'un groupe réduit de colonnes ? Aussi bien en terme d'augmentation d'un paramètre mécanique du sol, qu'en terme de réduction des tassements ou d'augmentation de la capacité portante. Par ailleurs, quels sont les excès de pression interstitielle créés lors de la réalisation des colonnes ainsi que pendant le chargement, et comment en tenir compte dans le dimensionnement ? Comment évolue le rapport de concentration des contraintes au cours du chargement sur les colonnes et quelles en sont les conséquences sur l'évolution de leur comportement ? Quel est le rapport entre la charge d'une colonne et un groupe de plusieurs colonnes ? Voilà certaines questions que nous nous proposons

de résoudre dans la suite de ce mémoire par la réalisation d'essais de chargement en grandeur réelle de semelles rigides reposant sur une ou plusieurs colonnes ballastées. Les résultats de ces essais devront être comparés à ceux du chargement de semelles de mêmes caractéristiques respectives mais posées sur le sol naturel non amélioré.

CHAPITRE II

SITE EXPERIMENTAL : CARACTERISATION ET PRESENTATION DES DISPOSITIFS

Introduction

Le deuxième chapitre présente le site expérimental, situé à Mittersheim en Moselle, sur lequel ont été réalisés l'ensemble des essais en grandeur réelle. Le site a donc été caractérisé en fonction des objectifs visés.

Tout d'abord, il s'agissait de déterminer les sols en présence ainsi que leurs caractéristiques géotechniques. Ceci a été effectué par la réalisation de sondages de pénétration statique, *Cone Penetration Tests* (CPT), d'un sondage carotté et d'un sondage pressiométrique. Ces essais de reconnaissance *in situ* ont été complétés par des essais de laboratoire.

Ensuite, l'influence de la réalisation des colonnes sur le sol a été déterminée d'une part, par la comparaison des résultats de CPT réalisés avant et après la construction des colonnes, et d'autre part, par la mise en place d'une importante instrumentation à proximité de certaines d'entre elles (inclinomètres et sondes de pression interstitielle).

Enfin, des essais de chargement comparatifs (zone avec colonne(s) et zone sans colonne(s)) de semelles rigides carrées, ont été effectués afin de quantifier l'efficacité du renforcement et de déterminer le comportement à la rupture de la (des) colonne(s) et

La première partie de ce chapitre est consacrée à la présentation de la reconnaissance du site. Sont présentés les essais de laboratoire ayant été réalisés sur les échantillons intacts de sols prélevés sur le site lors du carottage. Ces essais ont permis l'identification ainsi que la caractérisation physique, mécanique et hydraulique des sols. Des essais de laboratoire ont aussi été effectués sur le ballast afin d'identifier le matériau et de déterminer ses paramètres mécaniques. Est ensuite présentée la campagne de reconnaissance mise en œuvre avant la réalisation des colonnes. Il s'agit d'un sondage carotté, d'un sondage pressiométrique, ainsi que de treize sondages de pénétration statique (CPT).

La deuxième partie présente la mise en place des dispositifs expérimentaux sur le site des essais. Il s'agit de l'instrumentation du sol où seront effectués les essais de chargement en grandeur réelle. Cette instrumentation pré-réalisation des colonnes se compose de sondes de pression interstitielle à trois profondeurs de mesures ainsi que d'inclinomètres. En effet, d'autres capteurs, notamment des capteurs de pression totale verticale, ont été installés après la réalisation des colonnes, à la base des semelles, sur les colonnes et sur le sol. Cette deuxième partie

présente aussi la construction des colonnes permettant de déterminer la variation de la résistance de pointe du sol ainsi que celles réalisées pour les essais de chargement proprement dits. Deux colonnes isolées ainsi que deux groupes de trois colonnes, disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté, ont été réalisées pour déterminer l'augmentation de la résistance de pointe. Sont ensuite présentés les essais de chargement, en grandeur réelle, de deux semelles (1,2 x 1,2 x 0,5 m), l'une reposant sur le sol naturel et l'autre sur une colonne ballastée, puis de deux autres (2,3 x 2,5 x 0,5 m), l'une reposant sur le sol naturel et l'autre sur trois colonnes ballastées.

II.1 PRESENTATION GENERALE DU SITE DES ESSAIS

II.1.1. Localisation géographique

Le site des essais en grandeur réelle est localisé au Nord Est de la commune de Mittersheim (57). Les plans de la figure II 1 permettent de localiser l'emplacement de la zone d'étude.



Figure II 1 - Localisation du site expérimental.

II.1.2 Contexte géologique et hydrogéologique

Un extrait de la carte géologique au 1/50 000^e de SARRE-UNION (figure II 2) permet de distinguer, au droit du site, les couches suivantes, de la plus récente à la plus ancienne :

- **Limons des plateaux**, datant du Quaternaire, notés LP. Ces formations sont constituées par des placages de limons fortement argileux, très fins et de teinte jaunâtre ;
- **Alluvions récentes**, datant du Quaternaire, notées Fz. Elles correspondent, en recouvrement sur le Keuper inférieur, à des terrains fortement argileux dans le fond de vallées ;
- **Marnes irisées inférieures**, datant du Keuper inférieur (235 Ma), notées t7a, constituant le substratum. Ces couches sont constituées par des marnes aux teintes variées, grises, vertes, rouges ou violettes, plus ou moins uniformes sauf vers le sommet où apparaissent des intercalations dolomitiques. De plus, les intercalations de gypse, en amas lenticulaires souvent importants, sont fréquentes.

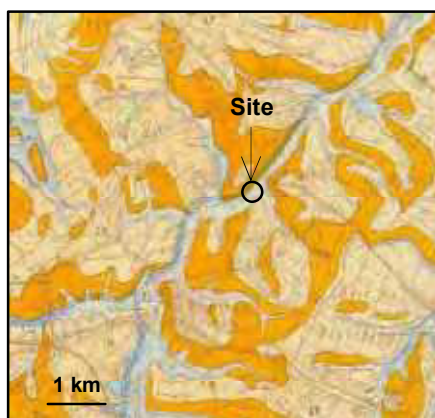


Figure II 2 - Extrait de la carte géologique de SARRE-UNION au 1/50 000^e.

D'un point de vue hydrologique, la présence du ruisseau « Le Naubach » induit des inondations fréquentes en périodes de crues des terrains de la plaine. C'est notamment le cas du terrain sur lequel les essais seront réalisés. Cependant, aucune formation géologique citée ci-dessus n'est considérée comme aquifère.

II.2. CARACTERISATION DU SITE DES ESSAIS EN GRANDEUR REELLE

La figure II 3 est un plan d'ensemble du site sur lequel ont été réalisés l'ensemble des essais en grandeur réelle à savoir :

- la campagne de reconnaissance composée d'un sondage carotté (SC1), d'un sondage pressiométrique (SP1) et de treize sondages de pénétration statique (CPT1 à 13) ;
- les colonnes, notées EE1 à EE8, réalisées pour la détermination de la variation de la résistance à la pointe du sol (CPT14 à 28) ;
- l'essai de chargement d'une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne ballastée, ainsi que celui d'une semelle de mêmes dimensions mais reposant sur le sol seul ;
- l'essai de chargement d'une semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur trois colonnes ballastées, ainsi que celui d'une semelle de mêmes dimensions mais reposant sur le sol seul ;

Cette figure présente aussi toute l'instrumentation (inclinomètres, sondes de pression interstitielle et capteurs de pression totale verticale) associée aux essais de chargement.

II.3. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

La campagne de reconnaissance géotechnique a consisté en la réalisation :

- d'un sondage carotté jusqu'à 15 m de profondeur, avec prélèvements d'échantillons intacts dans les neuf premiers mètres afin de réaliser les essais de laboratoire sur les sols ;
- d'un sondage pressiométrique jusqu'à 11 m de profondeur, avec un essai par mètre ;
- de treize sondages de pénétration statique pré-amélioration.

II.3.1. Sondage carotté SC1

Le sondage carotté SC1, dont l'implantation est précisée sur la figure II 4, a été réalisé dans la future zone des colonnes d'étalonnage (zone NE) jusqu'à 15 m de profondeur. Le paragraphe 2.4 de cette thèse présente en détail les essais de laboratoire effectués sur les échantillons de sols. L'ensemble des photos des carottes ainsi que la coupe lithologique détaillée sont reportés en annexe 2. Le niveau piézométrique s'est établi à 1,2 m (22/09/2005) de profondeur par rapport à la plateforme à la fin du chantier, soit 225,3 NGF.

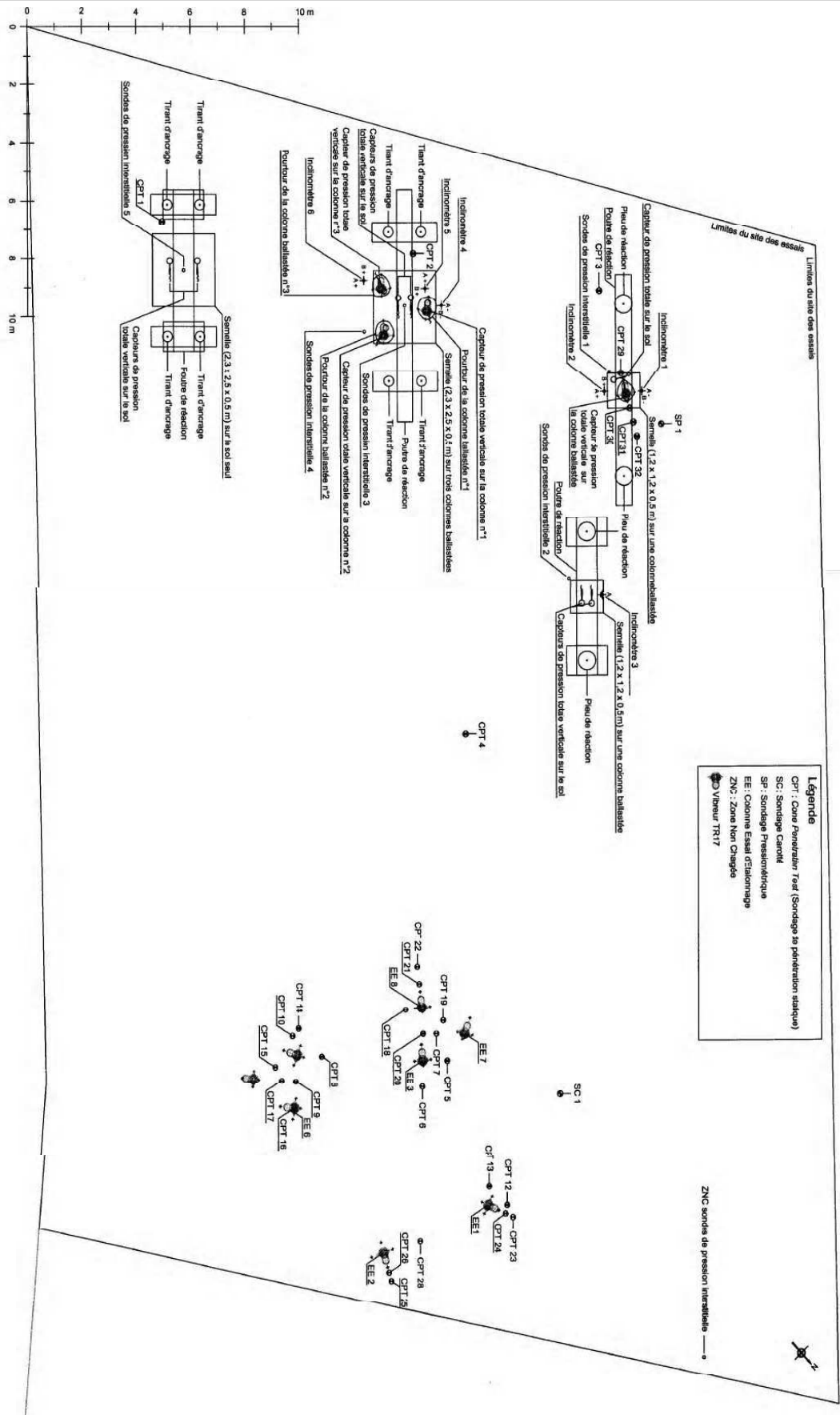


Figure II 3 - Plan général du site des essais en grandeur réelle

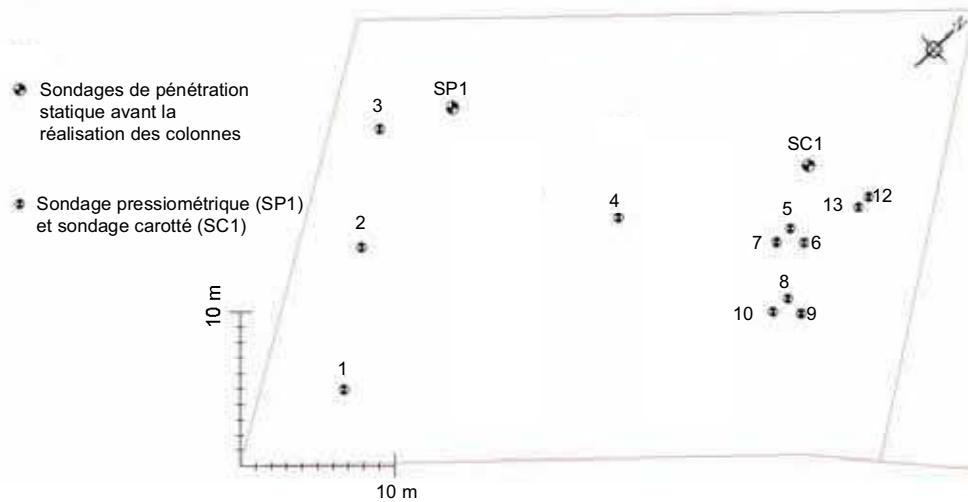


Figure II 4 - Plan d'implantation du sondage carotté (SC1), du sondage pressiométrique (SP1) et des treize sondages de pénétration statique (CPT) en pré-amélioration.

II.3.2. Sondage pressiométrique SP1

Le sondage pressiométrique SP1, dont la localisation est précisée sur la figure II 3, a été réalisé à proximité de la future colonne ballastée isolée chargée. La figure II 5 présente la pression limite nette, le module pressiométrique et leur rapport en fonction de la profondeur ainsi qu'une coupe lithologique simplifiée. Le tableau II 1 présente, selon la profondeur, la pression limite nette, la catégorie de sol selon le Fascicule 62-V (1993), ainsi que le rapport du module pressiométrique sur la pression limite nette et la structure du sol associée à ce rapport. Les catégories de sol de la figure II 5 sont issues du tableau II 1. Ce tableau permet de constater que, d'après les résultats du sondage pressiométrique, sur les cinq premiers mètres, les sols sont des argiles et limons mous, sous consolidé, altéré et remanié ou lâche, à normalement consolidé, et qu'en dessous de cinq mètres de profondeur, les marnes sont tendres, très altérées à très peu fracturées.

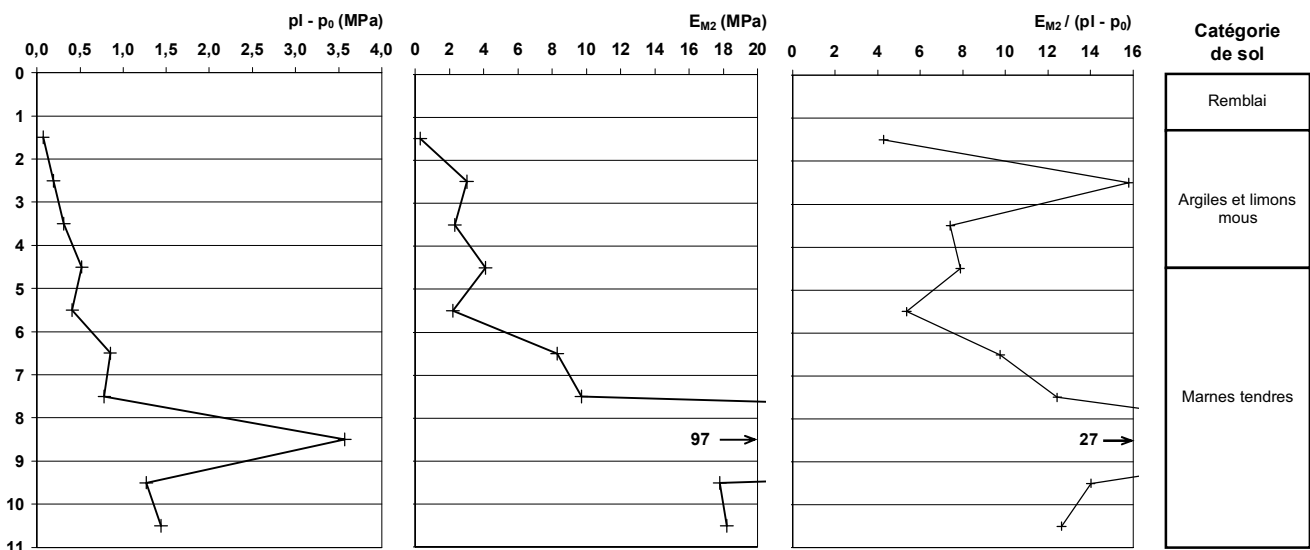


Figure II 5 - Pression limite nette, module pressiométrique, rapport du module pressiométrique sur la pression limite nette et catégorie de sol.

Tableau II 1 - Catégorie et structure des sols selon le sondage pressiométrique.

Profondeur (m)	pl - p ₀ (MPa)	Catégorie de sol selon le Fascicule 62-V (1993)	E _{M2} / (pl - p ₀)	Structure du sol
1,5 à 2,5	0,07 à 0,19	Argiles et limons mous	4 à 16	Sous consolidé, altéré et remanié ou lâche, à normalement consolidé
3,5 à 4,5	0,31 à 0,52	Argiles et limons mous	7 à 8	Sous consolidé, altéré et remanié ou lâche
> 5	0,41 à 3,57	Marnes tendres	5 à 27	Très altéré à très peu fracturé

II.3.3. CPT avant la réalisation des colonnes

Une campagne de treize sondages de pénétration statique a été réalisée sur le site d'étude afin de déterminer la résistance de pointe et le frottement latéral des sols en présence ainsi que la distribution spatiale des couches. Ces essais ont été menés conformément à la norme française NF P 94-113 (1996). La figure II 3 permet de visualiser l'implantation de ces sondages. Ils ont été disposés en fonction de l'utilisation future des zones, à savoir, essais d'étalonnage et de chargement. Les essais d'étalonnage consistent en la réalisation de deux colonnes isolées et de deux groupes de trois colonnes, disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté, afin de mesurer l'augmentation de résistance de pointe du sol à différentes distances des colonnes. Seules douze fiches individuelles de résultats de ces essais figurent en annexe 3, car la pointe du CPT 11 a été bloquée par un obstacle de la plate forme. L'incertitude sur la valeur de la résistance en pointe (q_c) est égale à 0,05 MPa. Les profondeurs sont calculées à partir du sommet de la plate forme de travail, cependant, l'inclinaison de chaque sondage n'a pu être enregistrée lors des mesures. La figure II 6 présente la résistance de pointe, le coefficient de frottement (cf. [41]) et la coupe de sol, pour deux sondages de pénétration statique représentatifs du site (CPT n°1 et 3). A partir de l'abaque de Schmertmann (1978), qui représente la résistance de pointe en fonction du coefficient de frottement (figures II 7 à 11), la nature et la qualité des couches ont été déterminées. Le coefficient de frottement FR (*Friction Ratio*) est défini par la relation [41] :

$$FR = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \tag{41}$$

avec :

f_s : frottement latéral ;

q_c : résistance de pointe.

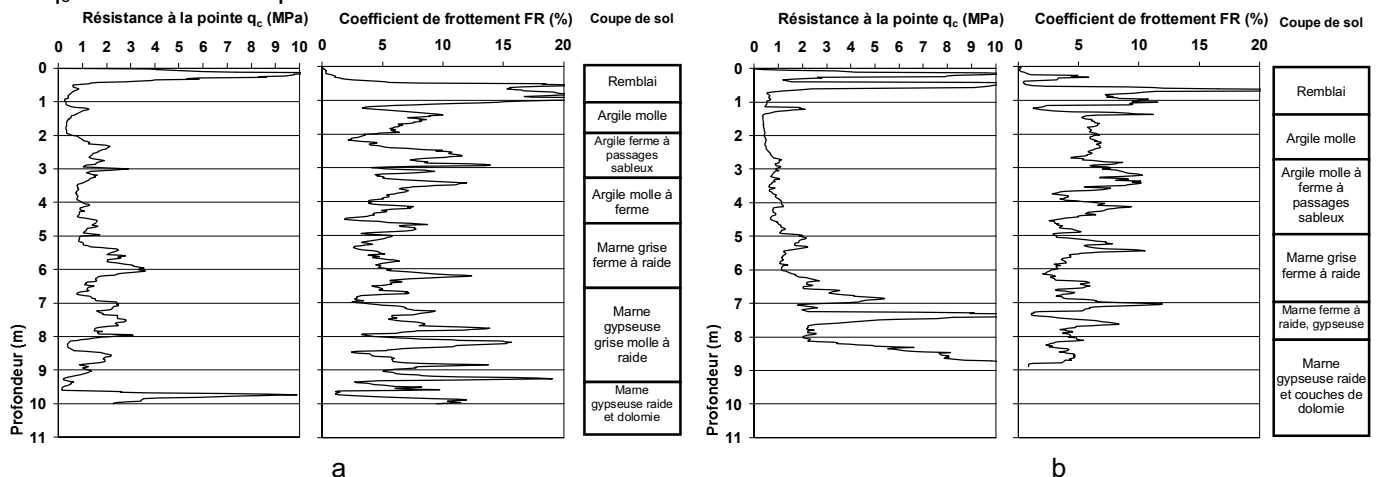


Figure II 6 - Résistance de pointe, coefficient de frottement et coupe de sol pour le CPT n°1 (a) et n°3 (b).

D'après cette analyse, il apparaît que ces couches sont constituées, du sommet à la base des sondages :

- des remblais hétérogènes constituant la plate forme de travail, sur une hauteur variant de 0,4 m (CPT1) jusqu'à environ 1,4 m (CPT6) ;
- d'une couche d'argile (organique) très molle ($q_c < 0,5$ MPa) à molle ($q_c < 1$ MPa), dont l'épaisseur varie de 0,5 m (CPT6) à environ 2 m (CPT3). Cette couche d'argile a son mur situé entre - 2 et - 3 m de profondeur ;
- d'une couche d'argile ferme ($q_c > 1$ MPa) à molle ou ferme à raide ($q_c > 2$ MPa), dont l'épaisseur varie de 1 m (CPT8) à environ 3 m (CPT1, 4 et 13). Cette couche a son mur situé entre - 4 et - 5,2 m de profondeur, sauf pour les CPT8 et 10 (- 3 et - 4 m) ;
- d'une couche d'argile plus ou moins raide (CPT1, 2, 3, 4, 8, 9 et 13) d'environ 0,5 m à 1 m d'épaisseur, située à une profondeur comprise entre - 5 et - 6 m, ou d'argile ferme à molle (raide) avec passages d'argile raide (molle) d'épaisseur pluri-décimétriques, jusqu'à environ - 8,5 ou - 9 m pour les CPT profonds (CPT5 et 12) ;
- d'une alternance de couches d'argiles fermes (parfois molles) à raides (CPT1, 2, 3, 4, 9 et 12), jusqu'à une profondeur d'environ - 8, - 9,5 m selon les sondages ;
- d'une argile très raide à partir de - 8 ou - 9,5 m environ.

Cependant, pour plus de lisibilité, les couches de remblai n'ont pas été reportées, de même que les couches, souvent centimétriques, dont le coefficient de frottement est supérieur à 8.

La figure II 7 présente la première couche de sol, jusqu'à 2,5 m de profondeur, pour l'ensemble des CPT. La répartition des repères (carrés, triangles, losanges, disques) indique que les sols en présence sont soit de la « tourbe » ferme, de l'argile organique molle à ferme, soit de l'argile molle. La figure II 8 présente quant à elle les couches se situant entre 2,5 et 5 m environ. La moyenne de la résistance de pointe pour l'ensemble des CPT est supérieure à celle des couches sus-jacentes et ces couches sont plus fermes. Par ailleurs, des argiles sableuses ont été observées. La figure II 9 représente une couche raide, majoritairement argileuse, se situant entre environ 5 et 6,5 m de profondeur selon les sondages. La figure II 10 permet de distinguer une variation importante de la résistance des couches en dessous de la couche raide et jusqu'à une profondeur d'environ 8,5 à 9 m. On remarque une alternance de couches plus ou moins argileuses et de résistances variables (molles à raides). Quant à la figure II 11, elle présente le substratum atteint par certains CPT. Cependant, l'observation des terrains lors de l'ouverture des carottes et la réalisation d'essais de teneur en carbonates (norme française NF P 94-048) réalisés au laboratoire, ont permis d'identifier de la marne à partir de 4,9 m de profondeur et non de l'argile comme le laisse supposer l'abaque de Schmertmann. En effet, la teneur en carbonates est quasi nulle jusqu'à 4,9 m de profondeur, puis atteint 33 % à 5,3 m et diminue pour se stabiliser vers 13% à partir de 6,5 m.

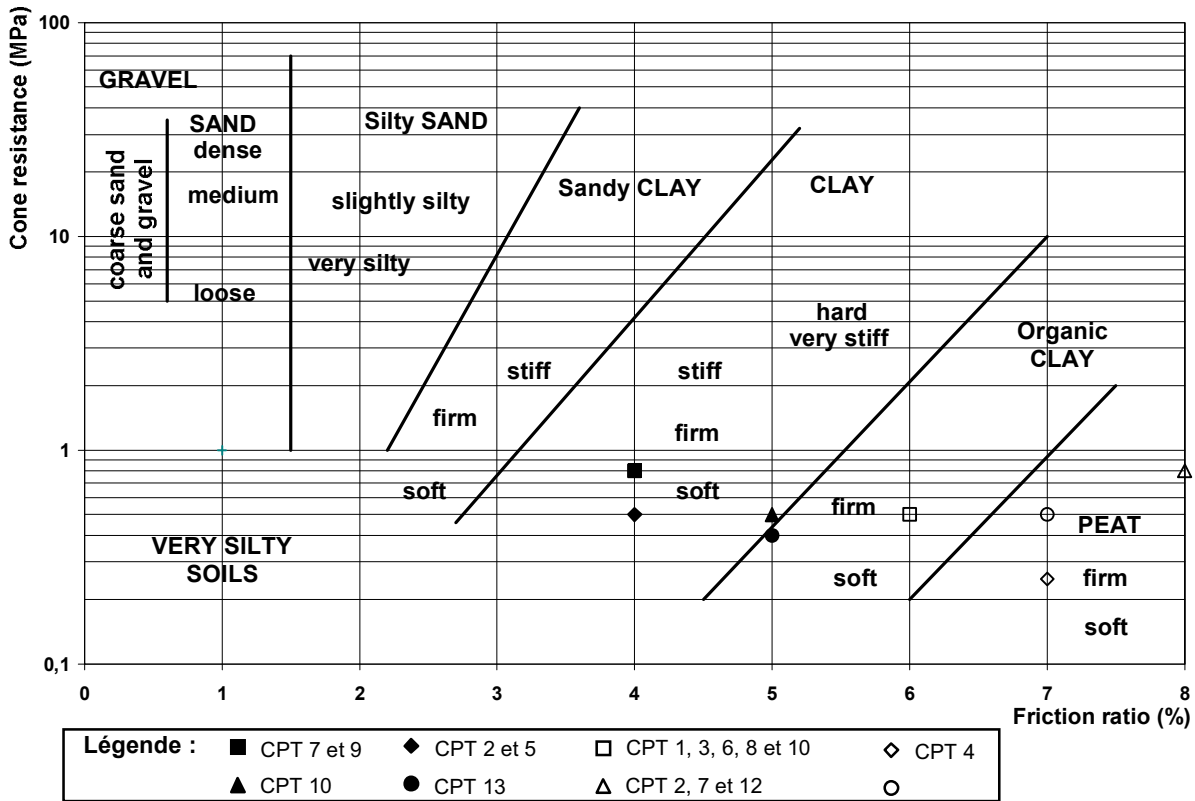


Figure II 7 - Estimation de la nature du sol jusqu'à 2,5 m de profondeur selon l'abaque de Schmertmann (1978).

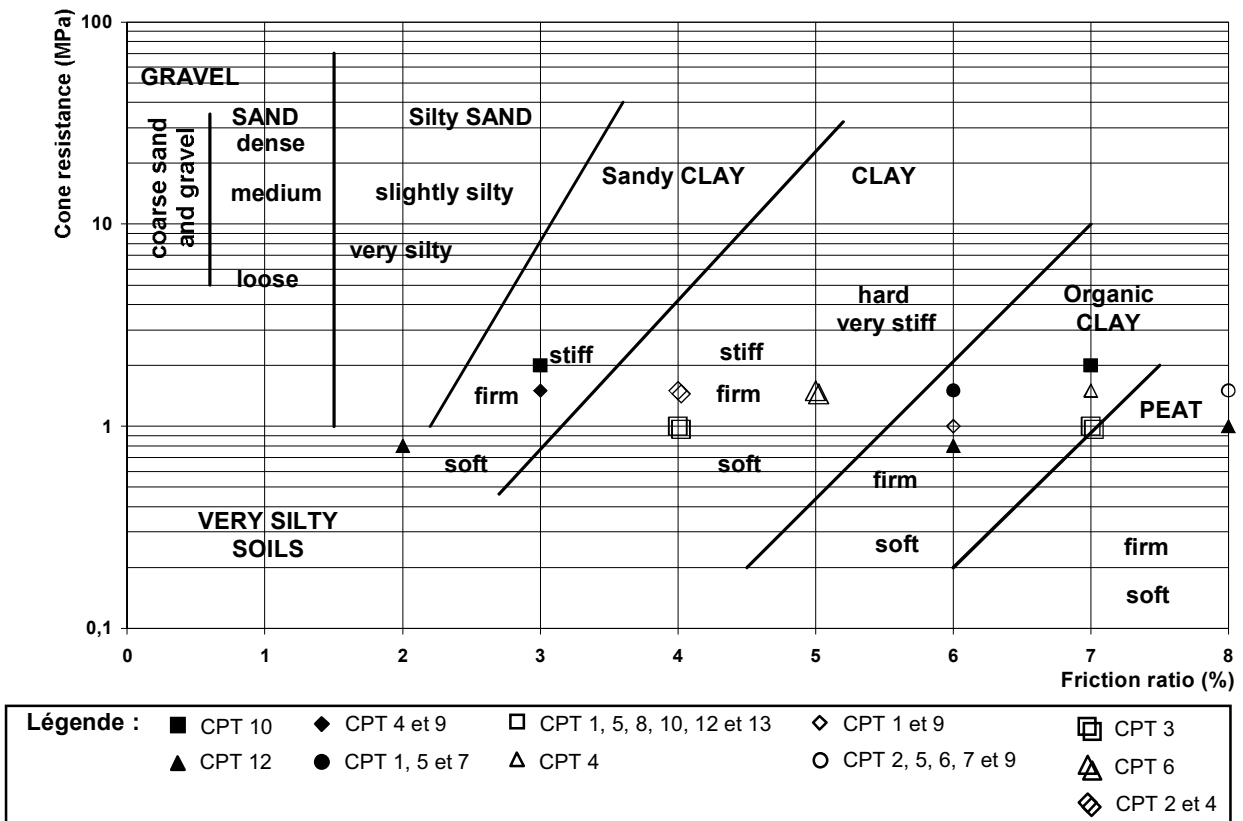


Figure II 8 - Estimation de la nature du sol de 2,5 à 5 m de profondeur selon l'abaque de Schmertmann (1978).

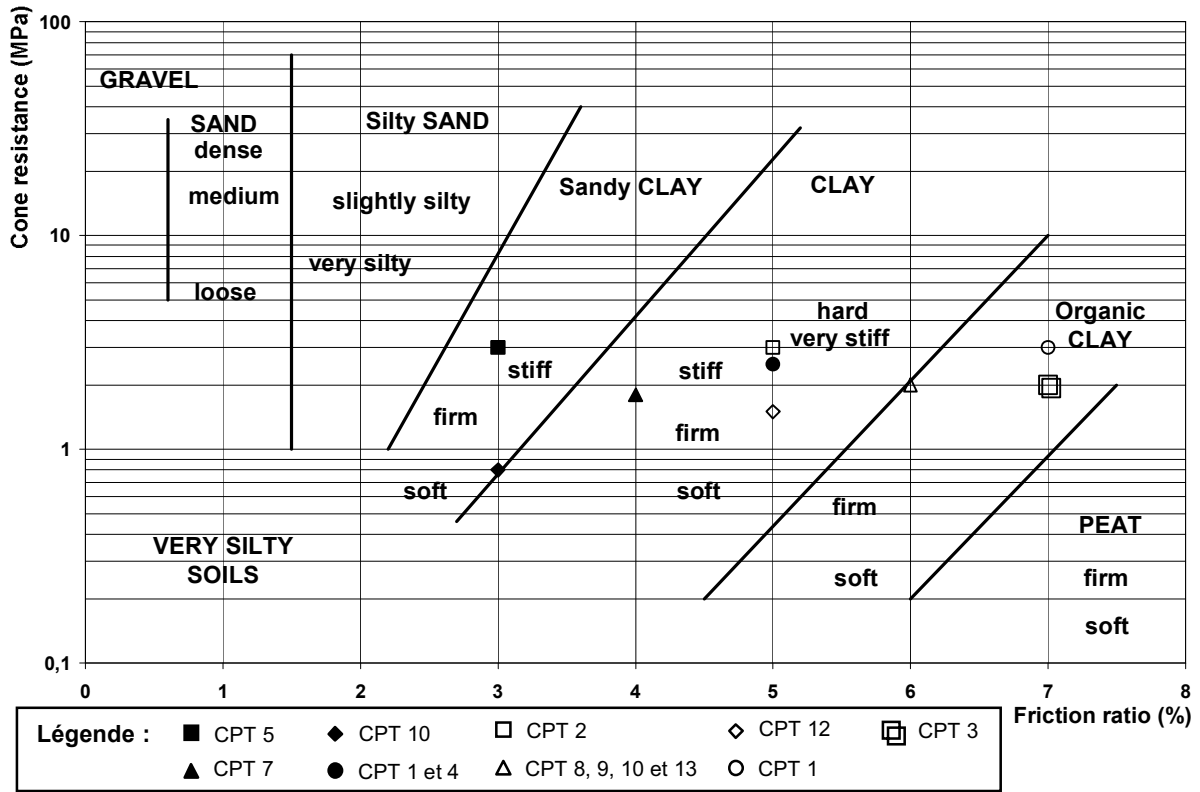


Figure II 9 - Estimation de la nature du sol de 5 à 6,5 m de profondeur selon l'abaque de Schmertmann (1978).

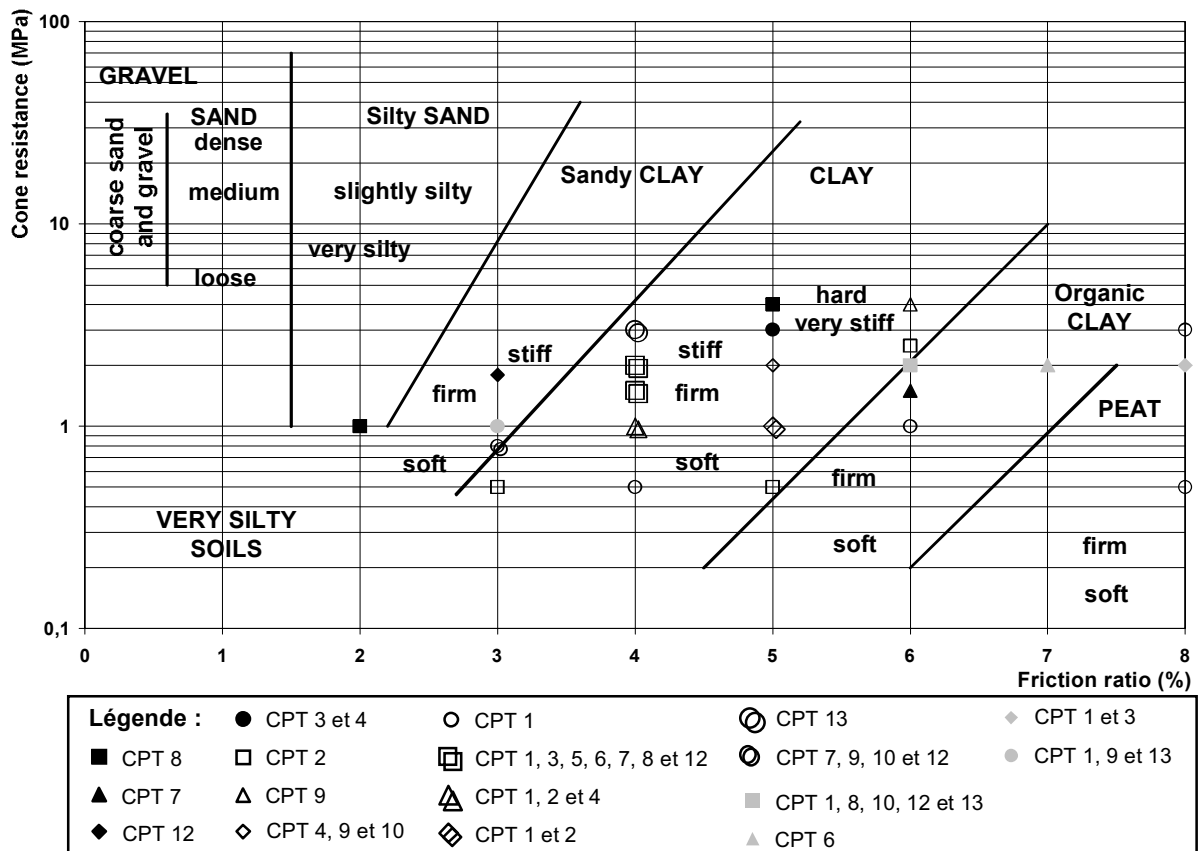


Figure II 10 - Estimation de la nature du sol de 6,5 à 8,5 m de profondeur selon l'abaque de Schmertmann (1978).

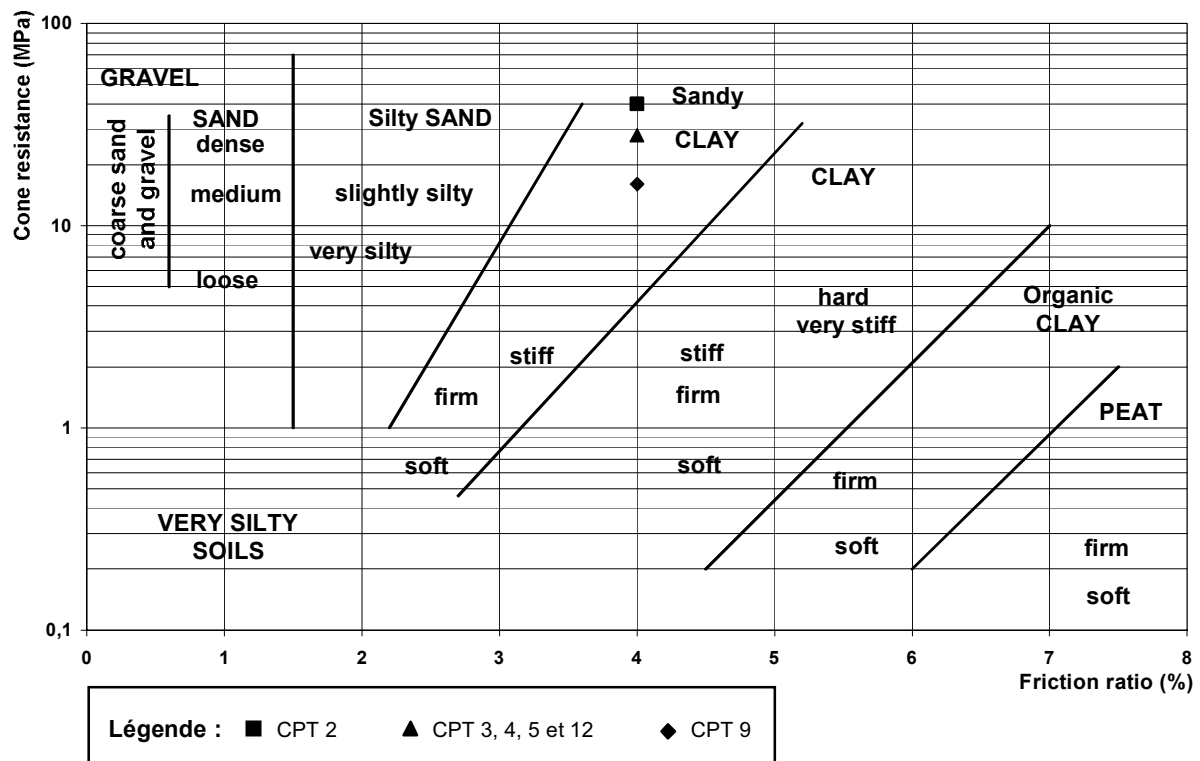


Figure II 11 - Estimation de la nature du substratum selon l'abaque de Schmertmann (1978).

II.4. Essais de laboratoire

Les essais sur les sols pratiqués au laboratoire ont été effectués sur des échantillons intacts prélevés lors du sondage carotté SC1. Ces essais sont décrits ci-après :

- identification granulométrique, méthode de tamisage par voie humide, norme XP P 94-041 (1995) ;
- analyse granulométrique des sols, méthode par sédimentation, norme NF P 94-057 (1992) ;
- détermination de la masse volumique des particules solides des sols, méthode au pycnomètre, norme NF P 94-054 (1991) ;
- détermination de la masse volumique des sols fins, méthode par immersion, normes NF P 94-050 (1995) et NF P 94-054 (1991).
- détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux, méthode par étuvage, norme NF P 94-050 (1995) ;
- détermination des limites d'Atterberg, limite de liquidité à la coupelle, limite de plasticité au rouleau, norme NF P 94-051 (1993) ;
- mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse, détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache, norme NF P 94-068 (1993) ;
- essai de cisaillement rectiligne à la boîte, cisaillement direct, en conditions non consolidées et non drainées, ou consolidées et non drainées, norme NF P 94-071-1 (1994) ;

- détermination de la teneur en carbonate, méthode au calcimètre, norme NF P 94-048 (1996) ;
- essai œdométrique, norme XP P 94-090-1 (1997). ;
- essai de perméabilité à charge variable.

Les courbes granulométriques (figure II 12) indiquent que les sols dans lesquels sont mises en place les colonnes, ont entre 70 et 97% de particules inférieures à 80 µm. Ces pourcentages sont nettement supérieur au seuil, 15% (cf. § I.1.3.2 du chapitre I) fixé par divers auteurs, quant au rôle bénéfique des vibrations sur l'amélioration du sol.

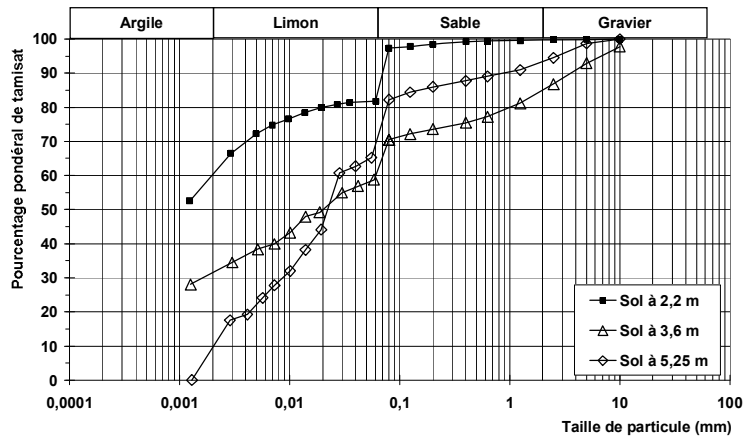


Figure II 12 - Courbe granulométrique du sol à 2,2, 3,6 et 5,25 m de profondeur.

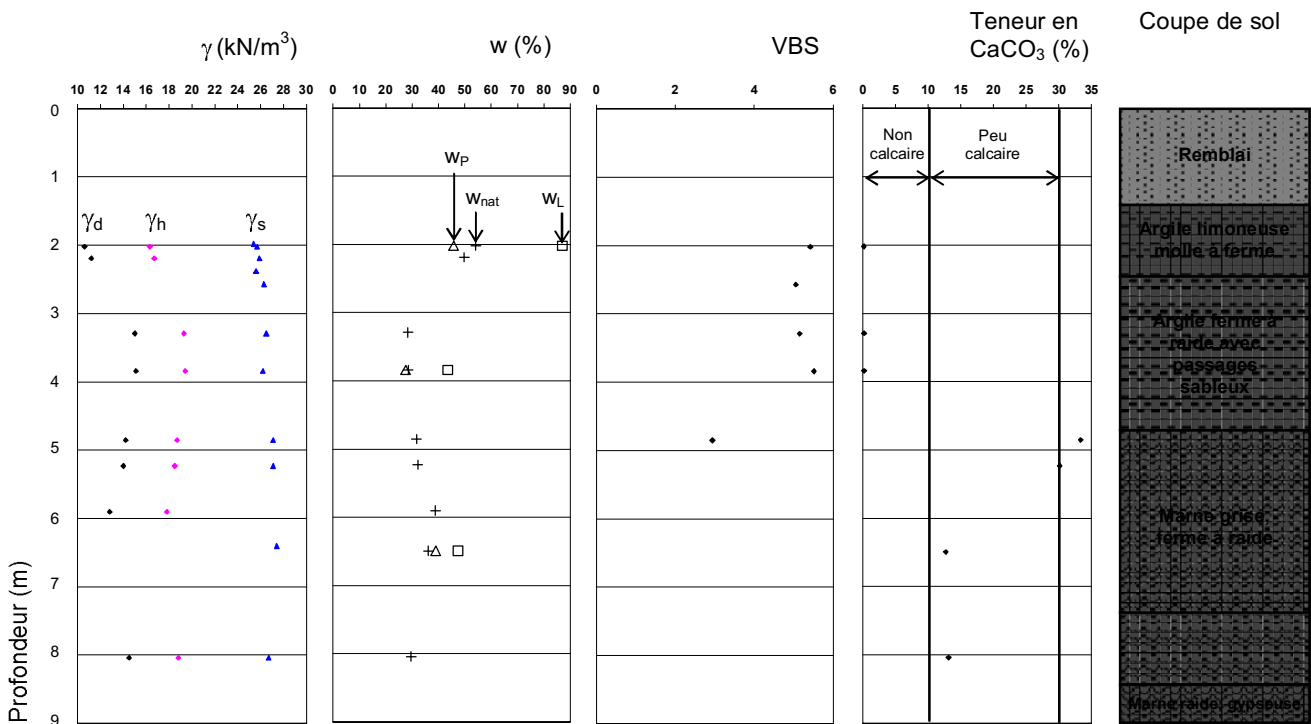


Figure II 13 - Poids volumiques, teneurs en eau naturelle, limites d'Atterberg, valeur au bleu de méthylène, teneur en carbonate de calcium et coupe de sol.

La figure II 13 présente les poids volumiques (sec, humide et des grains), la teneur en eau naturelle (w_{nat}), la limite de liquidité (w_L) et de plasticité (w_p), la valeur au bleu de méthylène (VBS),

la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3) des échantillons de sols, ainsi qu'une coupe lithologique simplifiée.

Les poids volumiques seront utilisés pour les modélisations numériques. Les limites d'Atterberg permettent de définir que :

- l'argile limoneuse située entre 1,5 et 2,5 m de profondeur est très plastique à plastique ;
- l'argile située entre 2,5 et 5 m de profondeur est peu plastique.

Les essais de teneur en carbonate confirment la nature des sols en présence qui avait été détectée visuellement ainsi que par des essais à l'acide chlorhydrique dilué lors de l'ouverture des carottes, c'est-à-dire la présence de marne à partir de 4,6 m à l'endroit du sondage carotté. La perméabilité du sol à 3 m de profondeur a été déterminée à $1.10^{-10} \text{ m.s}^{-1}$, ce qui équivaut à une vitesse de 3 mm par an environ, en considérant un gradient i égal à 1. Cependant, cette valeur ne peut en aucun cas être considérée comme représentative de tout le massif.

Le tableau II 2 présente les résultats des essais œdométriques, et de cisaillement direct à la boîte en conditions non consolidées non drainées (U.U.) et en conditions consolidées drainées (C.D.). Cependant, il convient d'être prudent quant à l'utilisation directe des modules de sol déterminés par les essais de cisaillement direct. Les résultats des essais œdométriques seront utilisés dans l'annexe 5 afin de calculer le tassement des semelles. Par ailleurs, les paramètres déterminés par les essais de cisaillement direct (cohésion et angle de frottement) et par essais œdométriques (module œdométrique) seront employés lors des modélisations numériques 2 et 3D.

Tableau II 2 - Résultats des essais œdométriques et des essais de cisaillement direct à la boîte.

Profondeur de l'échantillon (m)	Couche de sol	Essais œdométriques*						Essais de cisaillement direct à la boîte**					
		σ'_p (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	C_c ()	C_g ()	e_0 ()	$E_{\text{œdo}}$ (MPa)	U.U.			C.D.		
								c_u (kPa)	φ_u (°)	E (MPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)
2,02* et 2,22**	Limon mou	40	15	0,9	0,2	1,2	2	40	0	1,2 ^a 1,7 ^b 1,9 ^c	10	6	2,8 ^a 3,4 ^b 4,6 ^c
3,85* et 3,45**	Argile molle à raide	48	29	0,8	0,3	0,8	7	68	0	3 ^a 3,3 ^b 4,2 ^c	17	22	3 ^a 3,8 ^b 8,9 ^c
6,5**	Marne ferme à raide							34	0	2,4 ^a 2,6 ^b 4,6 ^c	30	29	2 ^a 3,2 ^b 5,9 ^c

^a $\sigma'_v = 50 \text{ kPa}$, ^b $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$, ^c $\sigma'_v = 200 \text{ kPa}$

II.4. Essais sur le ballast

Deux types d'essais ont été réalisés sur des échantillons de ballast prélevés sur le stock des essais en grandeur réelle. Ce sont des essais de tamisage, afin de connaître la granulométrie du ballast utilisé (calcaire à polypiers, concassé), ainsi que des essais de cisaillement direct, afin de déterminer les paramètres géomécaniques (module de Young, angle de frottement interne et cohésion) du ballast. La figure II 14 présente le ballast utilisé pour les essais.



Figure II 14 - Calcaire à polypiers concassé.

D'autres essais, Los Angeles (norme française P 18-573, 1990) et micro-Deval (norme française P 18-572, 1990) ont aussi été réalisés afin de mesurer, respectivement, la résistance de fragmentation et la résistance à l'usure du granulat. L'ensemble des résultats est présenté dans ce qui suit.

II.4.1. Analyses granulométriques

Deux analyses granulométriques par tamisage (voie sèche et voie humide) ont été réalisées avant cisaillement, puis une, par voie sèche, après cisaillement à une contrainte verticale de 500 kPa. La figure II 15 présente les courbes granulométriques ainsi établies. Cette figure indique que les deux essais de tamisage avant cisaillement sont quasiment identiques. L'essai par voie humide a simplement permis de révéler une quantité de fines collées au granulat de ballast à l'état sec.

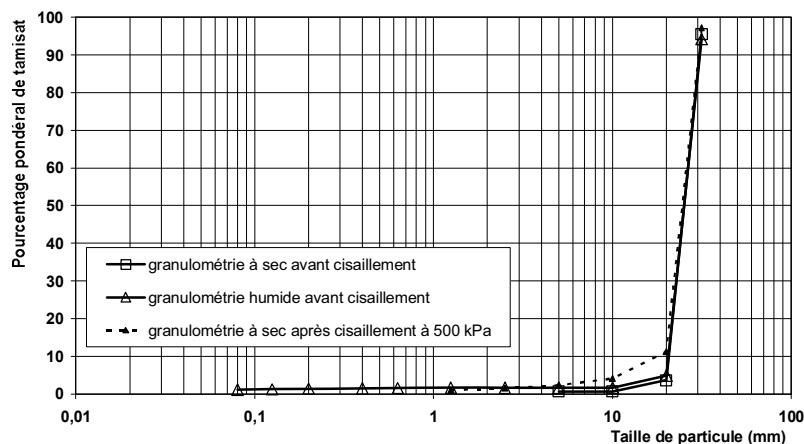


Figure II 15 - Courbes granulométriques du ballast non compacté.

Par ailleurs, le tamisage post-cisaillement a permis de mettre en évidence qu'une partie des éléments du ballast s'est fracturée et a produit des particules de taille comprises entre 20 et 5 mm. Ces particules, avec les plus fines, comptent désormais pour 11 % du tamisat total alors que pour le ballast non cisailé, seulement 4 % des éléments sont inférieurs ou égaux à 20 mm. Le cisaillement entraîne donc une modification de la granulométrie qui pourrait entraîner une

diminution de l'indice des vides de la colonne dû au réarrangement des grains les uns par rapport aux autres.

II.4.2. Essais de cisaillement à la boîte

Compte tenu de la taille maximale des grains testés (31,5 mm), ces essais ont été réalisés dans une boîte de grande dimension (300 x 300 mm). Deux vitesses de cisaillement et quatre contraintes verticales différentes ont été retenues :

- $\sigma_v = 62,5$ kPa, $v = 0,5$ mm/min ;
- $\sigma_v = 125$ kPa, $v = 0,5$ mm/min ;
- $\sigma_v = 250$ kPa, $v = 0,5$ mm/min ;
- $\sigma_v = 500$ kPa, $v = 0,5$ mm/min ;
- $\sigma_v = 500$ kPa, $v = 1$ mm/min, afin de mesurer l'influence de la vitesse de cisaillement sur la variation de résistance au cisaillement.

Ces contraintes ont été choisies en tenant compte de celles qui seront appliquées sur les colonnes lors des essais de chargement en grandeur réelle. La figure II 16 présente les points expérimentaux pour une déformation de 10 %, la courbe intrinsèque du matériau testé, ainsi que les points déterminés à partir des travaux de Monnet (1977) et Jrad (1993). Cependant, la droite qui est tracée est une moyenne car deux autres droites auraient pu être tracées, déterminant un angle de frottement maximal et minimal. Ceci souligne la dépendance de la valeur de l'angle de frottement pour le matériau considéré aux contraintes verticales appliquées.

Selon Rowe (1969), l'angle de frottement interne d'un matériau granulaire dépend à la fois du frottement intergranulaire pur, du réarrangement et de l'écrasement des grains, ainsi que de la dilatance du matériau. Cependant, ces trois derniers facteurs dépendent de l'indice des vides, du niveau de contrainte appliquée, de l'angularité, de la nature minéralogique des grains et de leur granulométrie. Par ailleurs, Atkinson et Lau (1991) et De Josselin de Jong (1988), ont montré que l'angle de frottement mesuré à la boîte de cisaillement dépend aussi de la valeur de la contrainte horizontale.

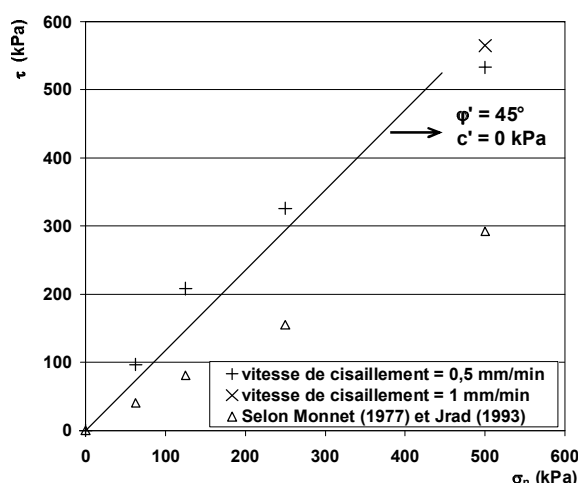


Figure II 16 - Courbe intrinsèque du ballast.

Jrad (1993) propose des corrélations, à partir des travaux de Monnet (1977), en utilisant le niveau de contrainte maximal, noté η_{max} [42], afin de déterminer l'angle de frottement du

matériau. Ces corrélations ont été ajustées par rapport à des essais de compression triaxiale réalisés sur des calcaires.

$$\text{Arc sin} \left(\frac{3\eta_{\max}}{6 + \eta_{\max}} \right) \quad [42]$$

$$\eta_{\max} = x + y \cdot e^{(-10^{-3} \cdot \sigma_n)} \quad [43]$$

Le tableau II 3 présente la variation de l'angle de frottement du ballast en fonction de la contrainte normale. Pour le matériau mis en place sur le site des essais en grandeur réelle, les paramètres notés x et y de η_{\max} ont pour valeur respective 0,97 et 0,82. Les points empiriques diffèrent de ceux des résultats expérimentaux. Ceci provient peut être du fait que la loi a été établie pour des essais de compression triaxiale.

Les caractéristiques géomécaniques du ballast que nous adoptons pour la suite sont :

- la cohésion interne $c' \approx 0$ kPa ;
- l'angle de frottement interne $\varphi' \approx 40^\circ$.

L'angle de frottement interne n'est pas pris égal à 45° car cette valeur est relativement élevée. Soyez (1985) remarque que dans les calculs, la valeur de l'angle de frottement est de 38° en France alors qu'elle est supérieure ou égale à 42° en Allemagne. Par ailleurs, le DTU 13.2 (1978) ainsi que la *European Standard* 14731:2005:E (2005) ne proposent aucune valeur d'angle de frottement alors que les Recommandation Colonnes Ballastées (2005) fournissent une valeur de 38 et 40° pour respectivement un matériau roulé et concassé.

Tableau II 3 - Calcul de l'angle de frottement du calcaire à polypiers en fonction de la contrainte normale (selon loi empirique).

σ_n (kPa)	τ (kPa)	η_{\max}	φ ($^\circ$)
62,5	96,7	1,734	42
125	208,2	1,687	41
250	325,9	1,603	39
500	532,6	1,462	36

II.4.3. Essais Los Angeles et micro-Deval

La résistance de fragmentation et la résistance à l'usure du granulat ont été déterminées, respectivement, par des essais Los Angeles et Micro-Deval. Le tableau II 4 indique les valeurs obtenues pour chacun de ces essais.

Tableau II 4 - Valeurs de Los Angeles et de micro-Deval du ballast, et valeurs recommandées.

Essai	Classe granulaire (mm)	Valeurs	Recommandations Colonnes Ballastées (2005)
Los Angeles	16 - 31,5	28	< 35
	25 - 50	38	
Micro-Deval	10 - 14	33	< 30
	25 - 50	35	
Los Angeles + Micro-Deval	-	61 à 73	< 60

Bien que le ballast employé soit un 20/31,5 mm, il n'existe pas de classe granulaire intermédiaire entre la 10/14 et la 25/50 mm pour l'essai Micro-Deval. Par ailleurs, les

Recommandations Colonnes Ballastées (2005) ne précisent pas la classe granulaire sur laquelle doivent être effectués ces essais. Or, en fonction de la classe choisie, comme l'indique le tableau II 4 pour l'essai Los Angeles, les résultats peuvent être extrêmement variables. Cependant, les valeurs obtenues pour le ballast employé pour les essais en grandeur réelle sont proches de celles définies par ces Recommandations.

Après avoir pris en compte les essais de laboratoire effectués sur les sols ainsi que sur le ballast, sont présentés les essais en grandeur réelle.

II.5. INSTALLATION DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

II.5.1. Présentation générale

Le tableau II 5 présente, de manière synthétique, les dispositifs expérimentaux mis en place ainsi que les essais réalisés selon les configurations.

Tableau II 5 - Dispositif expérimental et essais selon les configurations.

Nom de la colonne ou configuration	Essai		Dispositif expérimental		
	Sondage de pénétration statique après réalisation des colonnes	Chargement	Inclinomètres	Sondes de pression interstitielle	Capteurs de pression totale verticale
Colonne d'étalonnage n°1 (EE1) à 8 (EE8)	Oui	Non	Non	Non	Non
Colonne isolée EC1 CB (semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m)	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
Sol naturel (semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m)	Non	Oui	Oui	Oui	Oui
Colonnes en groupe de trois (EC3 CB1, CB2 et CB3) (semelle de 2,3 x 2,5 x 0,5 m)	Non	Oui	oui	Oui	Oui
Sol naturel (semelle de 2,3 x 2,5 x 0,5 m)	Non	Oui	Non	Oui	Oui

Le tableau II 6 présente la signification des abréviations employées pour les colonnes d'étalonnage, les configurations des essais de chargement ainsi que la zone non chargée.

Tableau II 6 - Signification des abréviations utilisées pour les colonnes d'étalonnage, les configurations des essais de chargement et la zone non chargée.

Nom	Abréviation	Signification
Essais d'étalonnage	EE1	Colonne isolée n°1
	EE2	Colonne isolée n°2
	EE3	Colonnes en groupe de trois (colonnes disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté)
	EE7	
	EE8	
	EE4	Colonnes en groupe de trois (colonnes disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté)
	EE5	
EE6		
Essais de chargement	-	Essai de chargement n°1 sur le sol seul (semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m)
	-	Essai de chargement sur 1 colonne ballastée (semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m)
	-	Essai de chargement n°3 sur le sol seul (semelle de 2,3 x 2,5 x 0,5 m)
	-	Essai de chargement sur 3 colonnes ballastées disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté (semelle de 2,3 x 2,5 x 0,5 m)
Zone non chargée	ZNC	Zone témoin pour les pressions interstitielles

La figure II 17 présente une coupe de détail du vibreur (appellation commerciale TR17) utilisé pour les essais. Cette figure permet de visualiser le moteur vibrant, situé à l'arrière, et l'orifice de libération du ballast, situé à l'avant du vibreur.

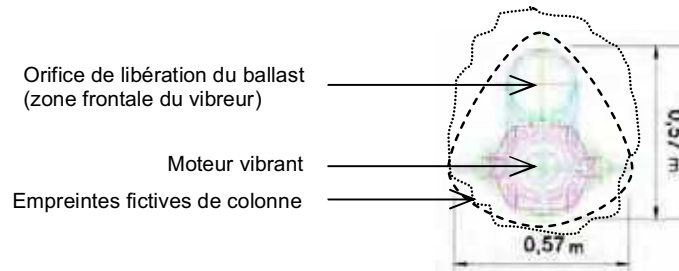


Figure II 17 - Vue en coupe du vibreur TR17 utilise pour la construction des colonnes.

La figure II 18 est une vue d'ensemble de la localisation individuelle des colonnes d'étalonnages, des configurations des essais de chargement et de la zone non chargée. Sur cette figure, pour chaque colonne, le vibreur est dans la position dans laquelle il était lors de la réalisation des dites colonnes. Ceci permet de voir que les colonnes soumises au chargement sont toutes orientées vers le SW.

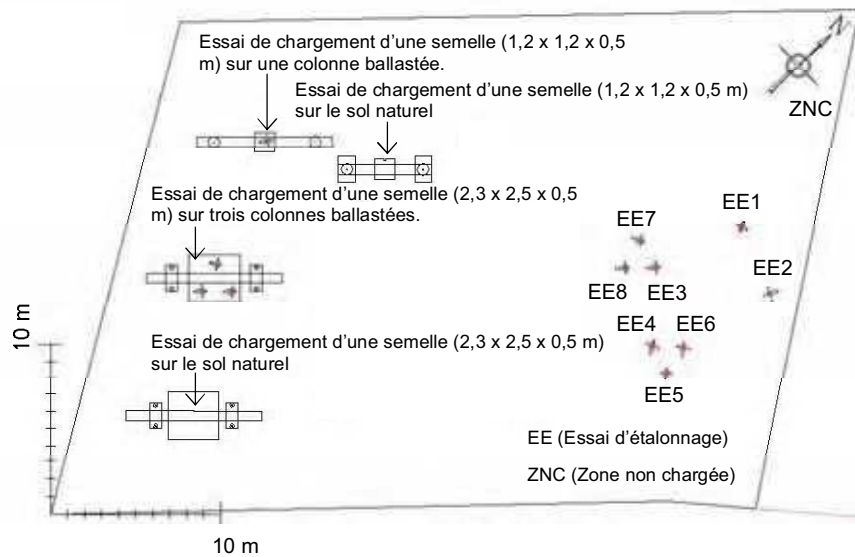


Figure II 18 - Vue d'ensemble de la localisation individuelle des différentes configurations.

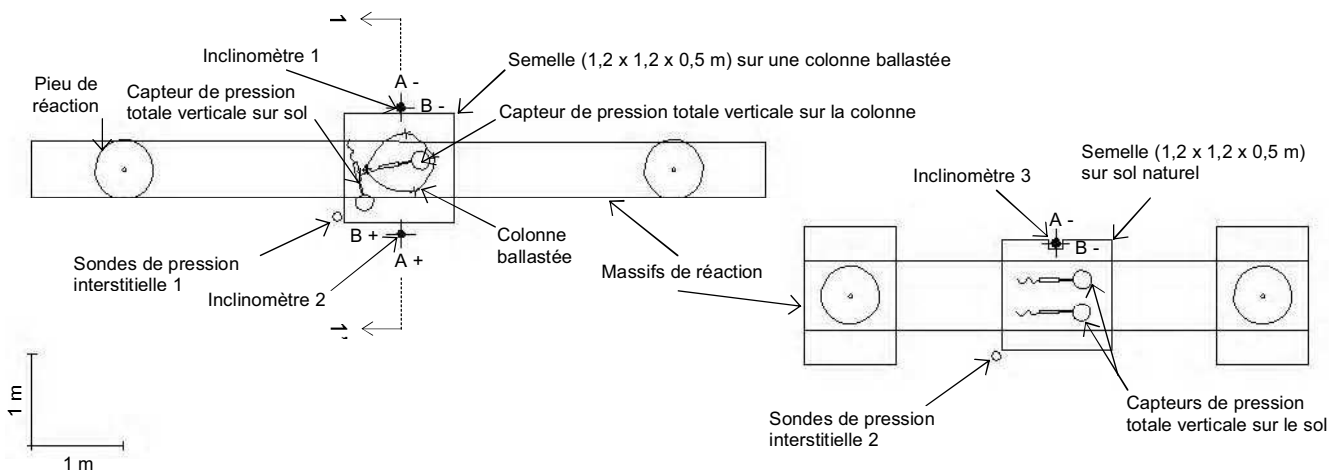


Figure II 19 - Vue en plan de l'essai de chargement d'une semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur une colonne ballastée et d'une semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur le sol naturel.

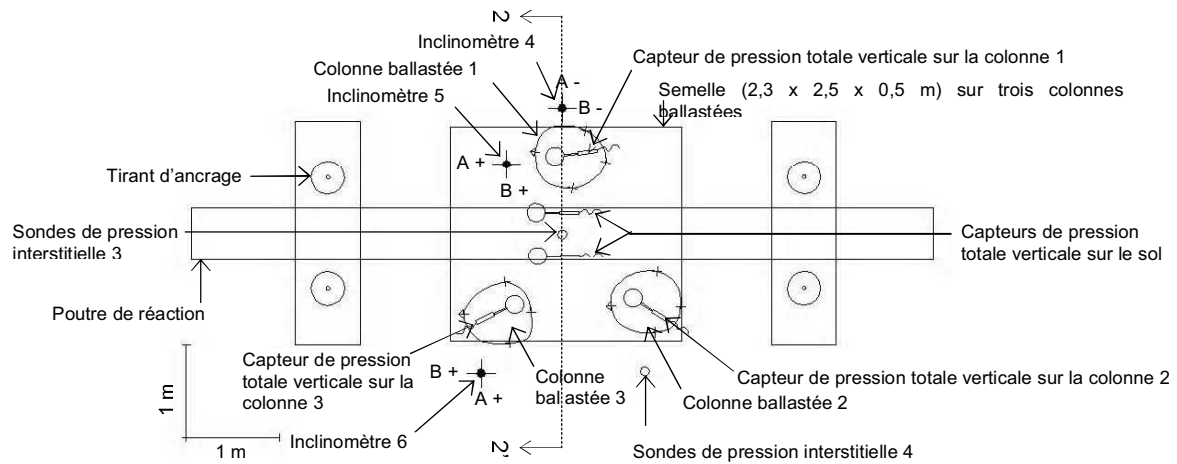


Figure II 20 - Vue en plan de la configuration de l'essai de chargement de la semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur trois colonnes ballastées.

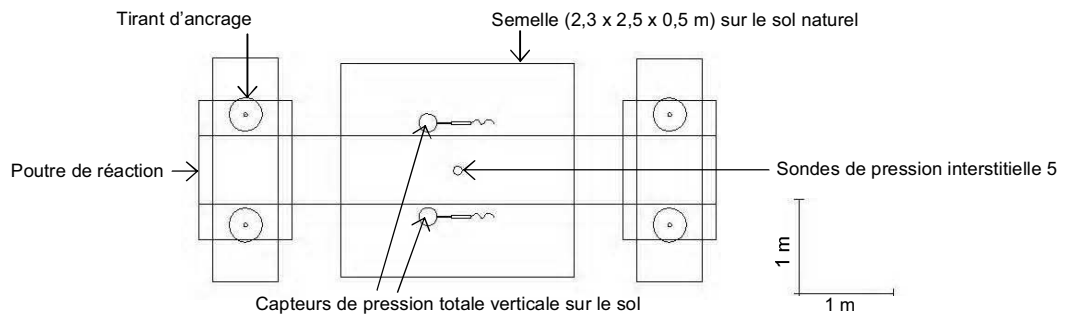


Figure II 21 - Vue en plan de la configuration de l'essai de chargement de la semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur le sol naturel.

La figure II 19 est une vue de détail de la figure II 18 et elle présente la disposition des capteurs et des instruments pour les essais de chargement de la semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur une colonne et d'une autre semelle de mêmes dimensions sur le sol naturel. Les figures II 20 et II 21 présentent respectivement une vue en plan des essais de chargement de la semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur trois colonnes et d'une autre semelle de mêmes dimensions sur le sol naturel. Les croix représentent les limites des colonnes et les flèches l'avant de la colonne considérée.

II.5.2. Mise en place des inclinomètres et des sondes de pression interstitielle

II.5.2.1. Inclinomètres

Les inclinomètres ont été installés avant la réalisation des colonnes afin de mesurer les déplacements horizontaux lors des deux phases de réalisation d'une colonne ballastée, à savoir :

- le fonçage du vibreur dans le sol ;
- puis le compactage du ballast par passes remontantes de 0,5 m de hauteur.

De même, lors des essais de chargement, des relevés inclinométriques ont été effectués, à différentes phases de chargement, afin de déterminer les variations des déformations latérales des colonnes. Les relevés inclinométriques ainsi que le dépouillement des mesures ont été effectués.

Les figures II 19 et II 20 permettent de visualiser l'emplacement exact de ces instruments. Un inclinomètre possède deux axes notés A et B. L'axe A est placé de telle manière à mesurer les plus grands déplacements prévisibles. Le sens, + ou -, de l'axe est déterminé arbitrairement. Au total, ce sont six inclinomètres de 11,7 m de profondeur qui ont été installés. Cette profondeur assure un ancrage de 3 m dans le substratum marneux sous la base des colonnes qui ont été réalisées jusqu'au refus à une profondeur maximale de 8,7 m, et sont ainsi posées sur le substratum marneux raide. Les tableaux II 7 et II 8 présentent les relevés inclinométriques pour, respectivement, l'essai de chargement de la semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur la colonne ballastée et de la semelle de mêmes dimensions sur le sol naturel, ainsi que pour l'essai de chargement de la semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur les trois colonnes ballastées. Bien qu'effectuée, la mesure d'étalonnage initiale n'est pas indiquée dans ces tableaux. L'ensemble des mesures a été réalisé en supposant que le point fixe de l'inclinomètre était situé à la base de celui-ci soit à 11,7 m de profondeur. Par ailleurs, l'ensemble des relevés a été effectué en remontant la sonde.

Tableau II 7 - Relevés inclinométriques pour l'essai de chargement de la semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur la colonne ballastée et de la semelle de mêmes dimensions sur le sol naturel.

Configuration	Inclinomètre	Mesure des inclinomètres								
		Après fonçage de la colonne	Après compactage de la colonne	60 kN	90 kN	150 kN	375 kN	450 kN	525 kN	660 kN
Semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne ballastée	Inclinomètre 1			60 kN	90 kN	150 kN	375 kN	450 kN	525 kN	660 kN
	Inclinomètre 2									
Semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel	Inclinomètre 3			60 kN	90 kN	150 kN	400 kN			

Tableau II 8 - Relevés inclinométriques pour l'essai de chargement de la semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur les trois colonnes ballastées.

Configuration	Inclinomètre	Mesure des inclinomètres						
		Après fonçage de la colonne 1	Après compactage de la colonne 1	Après compactage de la colonne 3	-	700 kN	1 000 kN	1 750 kN
Semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur trois colonnes ballastées	Inclinomètre 4	Après fonçage de la colonne 1	Après compactage de la colonne 1	Après compactage de la colonne 3	-	700 kN	1 000 kN	1 750 kN
	Inclinomètre 5	Après fonçage de la colonne 1	Après compactage de la colonne 1	Après compactage de la colonne 3	-	700 kN	1 000 kN	1 750 kN
	Inclinomètre 6	Après fonçage et compactage de la colonne 1	Après fonçage et compactage de la colonne 2	Après fonçage de la colonne 3	Après compactage de la colonne 3	700 kN	1 000 kN	1 750 kN

II.5.2.2. Sondes de pression interstitielle

Les sondes de pression interstitielle ont aussi été mises en place par forage, avant la réalisation des colonnes afin de mesurer les variations de pression interstitielle induites par la réalisation des colonnes et par le chargement de ces dernières. Chaque forage est constitué de trois intervalles filtrants sableux de 400 mm de hauteur, distants de 1,5 m, au sein desquels sont installées les sondes. La figure II 22 présente la coupe schématique des sondes installées sur le site.

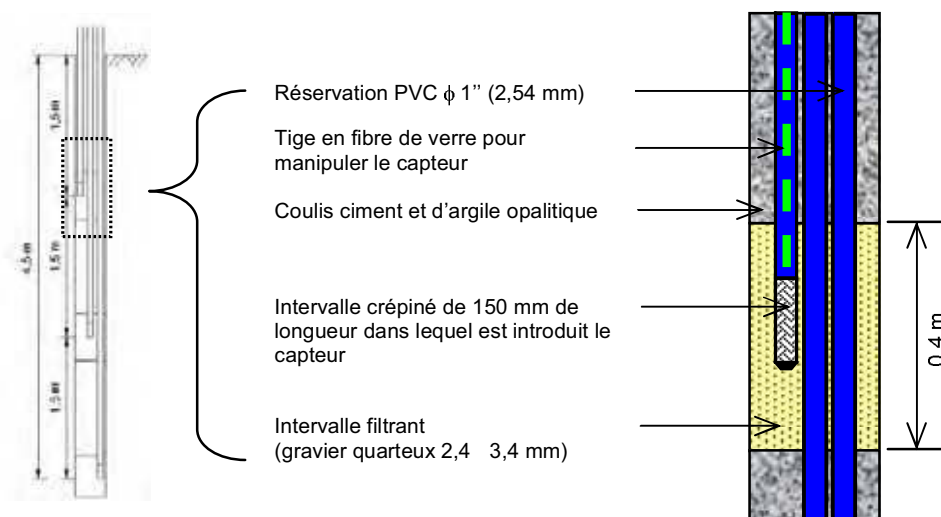


Figure II 22 - Coupe schématique de détail des sondes de pression interstitielle.

II.5.3. Réalisation de l'ensemble des colonnes

Huit colonnes d'étalonnage et quatre colonnes pour le chargement par semelles rigides ont été réalisées selon les dispositions du tableau II 6.

Les huit colonnes d'étalonnage ont été réalisées afin :

- de déterminer les profondeurs à atteindre pour les colonnes soumises à chargement ;
- de mesurer la variation de la résistance de pointe du sol par leur mise en place.

Des essais de pénétration statique ont aussi été réalisés à proximité de la colonne isolée (chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m) après sa construction. Les fiches d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage des colonnes figurent dans l'annexe 4. Les ratios de ballast compacté utilisé pendant les travaux, montrent qu'en moyenne, dans l'argile, ce ratio est de 0,61 m³/ml alors qu'il n'est que de 0,44 m³/ml dans la marne. Ces derniers permettent de calculer un diamètre moyen en place de 0,88 m dans l'argile et de 0,74 m dans la marne, pour la colonne isolée. Pour le groupe de trois colonnes, le diamètre moyen dans l'argile varie de 0,88 à 0,84 m, et de 0,78 à 0,80 m dans la marne.

Par ailleurs, lors de la réalisation des colonnes soumises au chargement (colonne isolée et les trois colonnes en groupe), les déplacements horizontaux ont été mesurés à différentes étapes (tableaux II 7 et II 8). Les variations de pression interstitielle ont aussi été enregistrées pendant la réalisation des colonnes. L'ensemble de ces éléments est analysé dans le chapitre III de ce mémoire.

II.5.4. Sondages de pénétration statique après la construction des colonnes

Vingt cinq sondages de pénétration statique ont été réalisés afin de déterminer la variation de la résistance de pointe du sol après la construction des colonnes. La figure II 23 présente les colonnes ballastées d'étalonnage ainsi que le plan d'implantation de ces sondages.

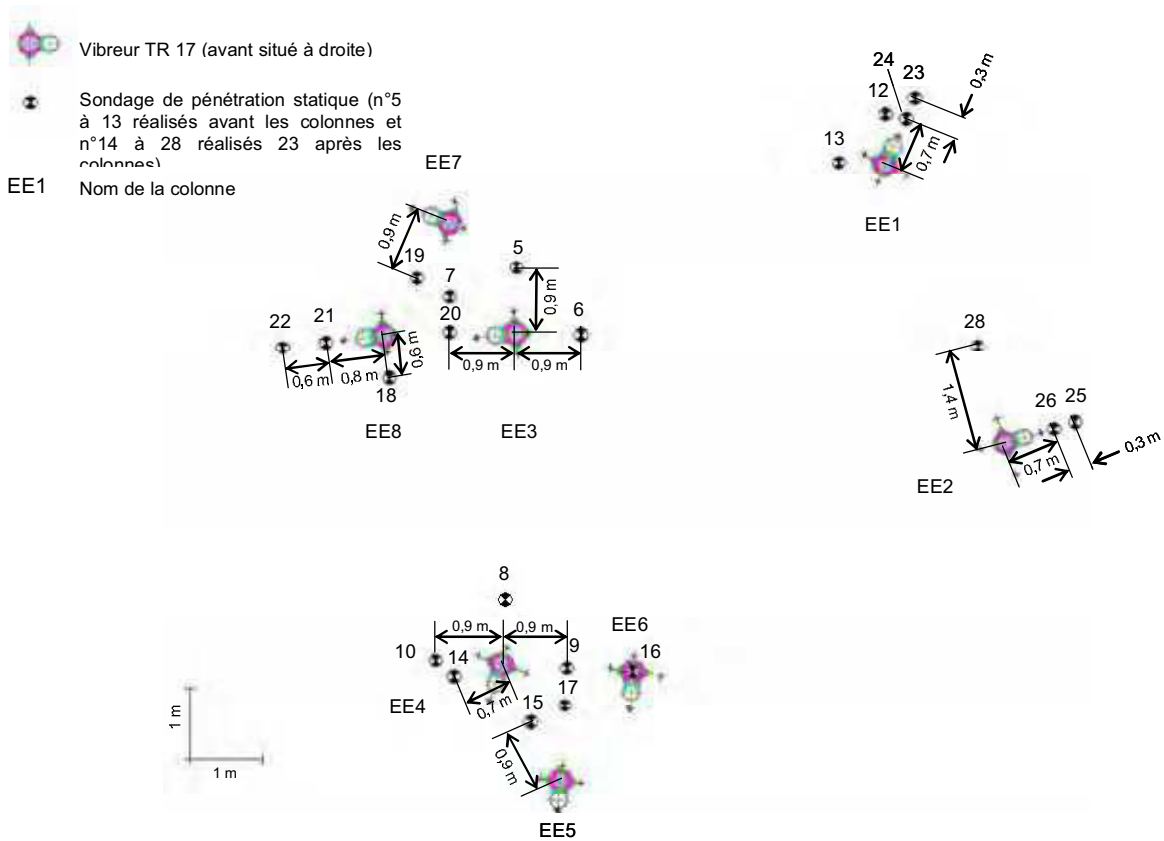


Figure II 23 - Plan d'implantation des CPT pré et post réalisation des colonnes par rapport aux colonnes d'étalonnage.

La figure II 24 présente les sondages réalisés à proximité de la colonne isolée. Les sondages numérotés 1 à 13 ont été réalisés avant, et ceux numérotés 14 à 32 ont été réalisés 23 jours après les colonnes. L'instrumentation, inclinomètres et sondes de pression interstitielle, n'a pas été représentée sur la figure II 24 afin de ne pas la surcharger. L'ensemble des résultats sera analysé dans le chapitre III de ce mémoire.

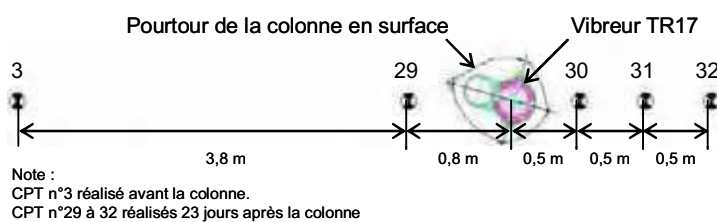


Figure II 24 - Plan d'implantation des CPT pré et post réalisation de la colonne par rapport à la colonne isolée.

II.5.5. Réalisation des essais de chargement

Deux séries de deux essais de chargement ont été réalisées sur le site.

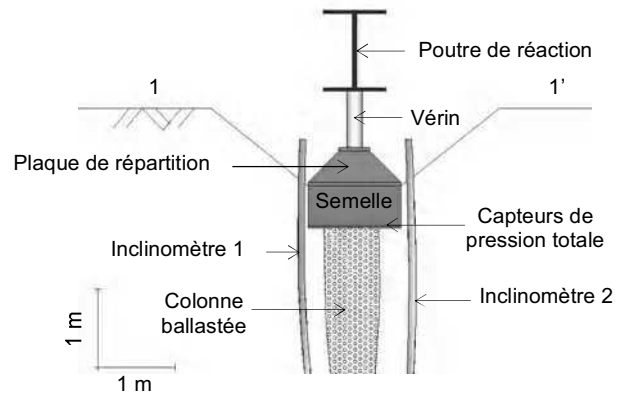
La première série est constituée d'un essai sur le sol naturel non amélioré et d'un autre sur une colonne ballastée. Dans les deux cas, une charge de 150 kN a été appliquée en une journée par paliers de 30 kN, sur une semelle rigide de dimensions 1,2 x 1,2 x 0,5 m. Cette charge a été maintenue pendant 77 jours sur les deux semelles, puis chaque essai a été amené à la rupture, en une journée. La charge maximale appliquée sur la semelle posée sur le sol non amélioré et sur la

semelle reposant sur la colonne isolée est respectivement de 450 et 660 kN. Avant la mise en place des semelles, des capteurs de pression totale verticale ont été placés au sein d'une couche de sable. La figure II 19 indique l'emplacement de ces capteurs.

La figure II 25 présente le dispositif mis en place pour la réalisation de l'essai de chargement sur la colonne (a) ainsi qu'une coupe schématique de cette même configuration (b). La coupe schématique est issue de la figure II 19.



a.



b.

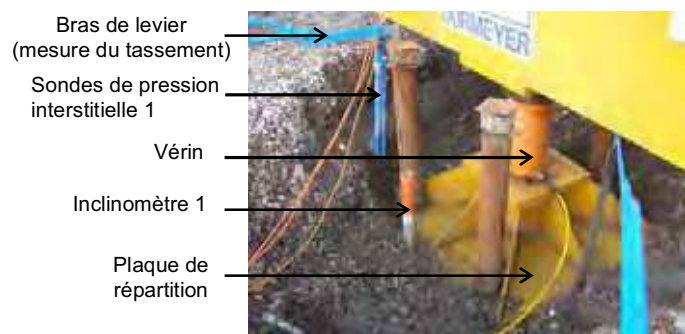
Figure II 25 - a. Essai de chargement de la semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur la colonne.
b. Coupe schématique 1-1' de l'essai de chargement de la semelle sur la colonne.

L'instrumentation (inclinomètres, sondes de pression interstitielle et capteur de pression totale verticale) n'est pas représenté sur cette coupe. Quatre pieux, deux pour chaque configuration, forés tubés provisoirement, de 540 mm de diamètre, ont été réalisés jusqu'à 16,5 m de profondeur. Des profilés métalliques HEB 350, servant d'armature aux pieux, ont été raccordés aux poutres afin de transférer la charge du système de réaction à la semelle par l'intermédiaire du vérin.

La figure II 26 présente les deux dispositifs mis en place pour la réalisation de ces essais de chargement (sur une colonne et sur le sol naturel), ainsi qu'une vue de détail de l'essai de chargement sur la colonne.



a.



b.

Figure II 26 - a. Essai de chargement de la semelle sur la colonne (gauche) et sur le sol naturel (droite).
b. Vue de détail de l'essai de chargement de la semelle sur la colonne.

La deuxième série de chargement est constituée d'un essai sur le sol naturel non amélioré et d'un autre sur un groupe de trois colonnes ballastées disposées au sommet d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté. La figure II 27 est une coupe schématique, issue de la figure II 20, de l'essai de chargement de la semelle sur les trois colonnes ballastées.

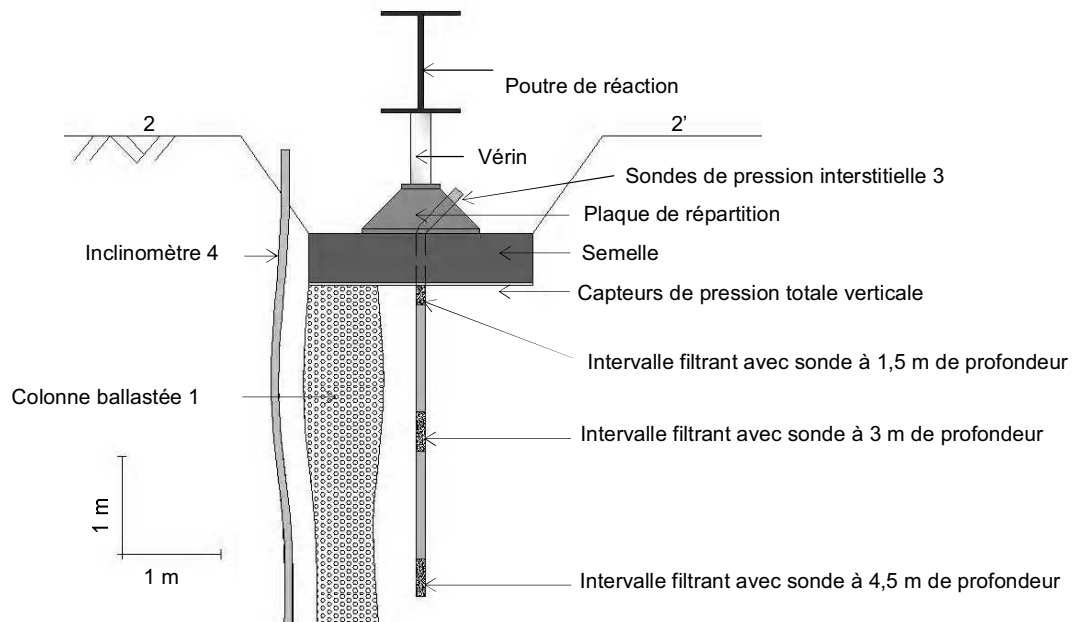


Figure II 27 - Coupe schématique de l'essai de chargement de la semelle sur les trois colonnes ballastées.

La figure II 28 présente le dispositif de chargement sur les trois colonnes ballastées. Quatre tirants d'ancrage de 360 mm de diamètre, réalisés par refoulement jusqu'à 12 m de profondeur et équipés de barres GEWI, assurent la réaction de chacun de ces deux dispositifs.

Lors de ces essais, les tassements en fonction du temps et de la charge appliquée ont été mesurés. Par ailleurs, les déplacements horizontaux déterminés par les inclinomètres, les variations de pression interstitielle, ainsi que la répartition de la pression totale verticale ont aussi été mesurés. L'ensemble de ces résultats sera analysé dans le chapitre III de cette thèse.



Figure II 28 - Essai de chargement de la semelle sur le sol naturel (gauche) et sur la colonne (droite).

II.6. Conclusion

L'ensemble des essais de laboratoire réalisés sur les sols ont permis de les caractériser d'un point de vue physique, mécanique et hydraulique. Ainsi, ces essais ont permis de mettre en évidence que 70 à 97 % de ces sols sont constitués de particules fines ($< 80 \mu\text{m}$). Par ailleurs, les essais de cisaillement direct et de compressibilité ont permis de déterminer, respectivement, les paramètres mécaniques des sols pour les modélisations et leur degré de compressibilité. Une coupe détaillée a ainsi pu être établie (annexe 2). Enfin, la perméabilité du sol mesurée à 3 m de profondeur indique un sol très peu perméable ($1.10^{-11} \text{ m.s}^{-1}$). Ces essais de laboratoire indiquent que les colonnes ballastées peuvent donc être réalisées dans ces sols (cf. figure I 9).

L'ensemble des essais de laboratoire réalisés sur le ballast constitué par du calcaire à polypiers concassé, a permis de déterminer :

- sa distribution granulométrique (20-31,5 mm) ;
- ses paramètres mécaniques ($E_c = 69\,000$ MPa, $\varphi'_c = 40^\circ$ et $c' = 0$ kPa) ;
- ses valeurs de Los Angeles (28 à 38 selon la classe granulaire) et Micro-Deval (33 à 35 selon la classe granulaire).

Les paramètres mécaniques du ballast seront ensuite employés lors des modélisations numériques.

La campagne de reconnaissance constituée par un sondage carotté, un sondage pressiométrique ainsi que treize sondages de pénétration statique ont permis :

- de réaliser les essais de laboratoire sur des échantillons intacts de sol ;
- d'établir la coupe lithologique précise ;
- de déterminer les paramètres pressiométriques des sols afin de les utiliser dans le calcul réglementaires (capacité portante et tassement) ;
- de déterminer les paramètres pénétrométriques des sols afin de déterminer les types de sols en présence, de les utiliser dans le calcul réglementaire (capacité portante et tassement), ainsi que de les comparer à ceux obtenus après la réalisation des colonnes.

Ainsi, la coupe de sol caractéristique du site est constituée de :

- 0 à 1,5 m : remblais divers ;
- 1,5 à 2,5 m : argile molle ($c_u = 40$ kPa, $\varphi_u = 0^\circ$) ;
- 2,5 à 5 m : argile ferme à raide ($c_u = 68$ kPa, $\varphi_u = 0^\circ$) ;
- 5 à 8,5 m : marne ferme à raide ;
- 8,5 à 15 m : marne très raide.

Par ailleurs, cette campagne de reconnaissance a permis de définir l'implantation des différents essais en grandeur réelle (essais d'étalonnage et essais de chargement).

CHAPITRE III

ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS DES ESSAIS EN GRANDEUR REELLE

Introduction

Le troisième chapitre présente l'analyse et l'interprétation des résultats des essais d'étalonnage, puis ceux des essais de chargement en grandeur réelle.

La première partie de ce chapitre présente l'analyse des essais d'étalonnage. Ces essais consistent en la détermination de l'augmentation de la résistance de pointe des sols, à différentes distances de l'axe de la ou des colonnes. Cette variation a été déterminée lors d'une campagne de sondages de pénétration statique. Ces sondages ont été réalisés avant et après la mise en place des colonnes ballastées. Il s'agit soit d'une colonne isolée, soit d'un groupe de trois colonnes disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté.

La deuxième partie de ce chapitre présente les résultats des essais de chargement des quatre semelles. Il s'agit d'une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne ballastée, d'une autre de mêmes dimensions sur le sol naturel, ainsi que d'une de 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur trois colonnes disposées en triangle, et enfin d'une autre semelle de mêmes caractéristiques que celles sur les trois colonnes. Les résultats sont présentés en termes de tassement et de charge de fluage.

Dans la troisième partie sont présentés les résultats des relevés inclinométriques des inclinomètres installés à proximité de la colonne chargée par une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m, du sol non amélioré chargée par une semelle de même caractéristiques géométriques, ainsi que du groupe des trois colonnes (disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté) soumises au chargement d'une semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m. Ces inclinomètres ont été mis en place avant la réalisation des colonnes afin de déterminer les déplacements du sol lors des étapes de la construction des colonnes (fonçage et compactage) ainsi que la zone d'expansion préférentielle de la colonne lors du chargement.

Dans une quatrième partie, ce sont les mesures des sondes de pression interstitielle installées à proximité des semelles chargées avec ou sans colonne(s) qui sont présentées. Ces sondes de pression interstitielle ont été mises en place avant la réalisation des colonnes afin de déterminer la variation de la pression interstitielle lors de la réalisation des colonnes ainsi que lors de leur chargement.

Enfin, ce sont les mesures de pression totale verticale qui sont analysées. Des capteurs de pression totale verticale ont été installés à la base des semelles, à la fois sur le sol et sur la (les) colonnes(s). L'objectif de ces mesures est de déterminer la variation de contrainte sur ces deux matériaux (sol et colonne) au cours du chargement de la semelle.

III.1. ESSAIS DE PENETRATION STATIQUE AVANT ET APRES LA REALISATION DES COLONNES

Cette partie présente la détermination de la variabilité naturelle de la résistance de pointe avant la réalisation des colonnes ainsi que l'analyse comparative des sondages de pénétration statique avant et après la construction des colonnes d'étalonnage ainsi que la colonne isolée chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m. Les figures de cette partie ne présentent que des valeurs du coefficient d'amélioration, rapport de la résistance de pointe après mise en place des colonnes sur la résistance de pointe avant la réalisation des colonnes.

A partir de la superposition des courbes de la résistance de pointe des sols avant et après la mise en place des colonnes, une analyse concernant le pourcentage d'amélioration de la couche d'argile, jusqu'à environ 5 m de profondeur, a été réalisée. Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 ont été regroupées en une seule classe, de même que celles supérieures à 2. Celles de 1 à 2 sont par classes de 0,1. Par ailleurs, les figures suivantes ne prennent pas en compte la couche de remblais présente sur le site dont l'épaisseur varie de plusieurs dizaines de décimètres à 1,5 m environ. Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 traduisent l'absence d'amélioration.

III.1.1. Variabilité naturelle

La variabilité naturelle de la résistance de pointe (q_c) pour les sols jusqu'à 5 m de profondeur, a été définie à partir de l'ensemble des sondages de pénétration statique réalisés avant la mise en place des colonnes. Une variabilité locale a par ailleurs été définie à partir des colonnes isolées et des groupes de trois colonnes. Le tableau III 1 présente cette variabilité à partir des résistances à la pointe moyenne pour la couche d'argile molle (1,5 à 2,5 m de profondeur) et d'argile ferme (2,5 à 5 m de profondeur). Néanmoins, les données présentées dans ce tableau ne permettent pas de tenir compte de la distance à l'axe des colonnes.

Tableau III 1 - Résistance de pointe moyenne avant la réalisation des colonnes, selon la couche d'argile considérée

Colonne(s)	Sondages de pénétration statique	Argile molle (1,5 à 2,5 m de profondeur)	Argile ferme (2,5 à 5 m de profondeur)
		q_c moyen (MPa) avant colonnes	q_c moyen (MPa) avant colonnes
	Totalité des CPT	0,6	1,3
EE1	CPT 12 et 13	0,4 à 0,5	0,8 à 1
Isolée, chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m	CPT 3	0,4	0,9
EE3, EE7 et EE8	CPT 5 à 7	0,7 à 0,8	1,4 à 1,6
EE4, EE5 et EE6	CPT 8 à 10	0,5 à 0,7	1,2 à 1,4

D'après ce tableau, l'écart-type maximal d'une moyenne de la résistance de pointe d'un groupe, par rapport à la moyenne de la totalité des CPT, avant la réalisation des colonnes, est de 0,2, dans le cas de l'argile molle, et de 0,5 dans le cas de l'argile ferme.

Ce tableau permet de déterminer que le coefficient d'amélioration maximal moyen varie pour l'argile :

- molle, de 0,4 à 0,8 ;
- ferme, de 0,8 à 1,6.

Dans la suite de ce mémoire, l'ensemble de l'analyse de l'amélioration de la résistance de pointe, est mené sur l'argile, de 1,5 à 5 m de profondeur. Par ailleurs, l'extension de l'amélioration a été normée par rapport aux diamètres respectifs de la/des colonnes concernées. Ainsi, l'extension de la zone d'amélioration est présentée sous la forme d'un multiple du diamètre.

III.1.2. Zone des colonnes d'étalonnage

III.1.2.1. Colonne EE1 et EE2

La figure III 1 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité de la colonne EE1. Ce coefficient est déterminé à partir de la comparaison du CPT 12, réalisé avant la colonne, et des deux autres CPT 23 et 24 réalisés à proximité et après la construction de celle-ci. Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 23 et 20 %, respectivement à 1,4 et 1 diamètre devant la colonne, par rapport à l'axe du vibreur. Ces valeurs traduisent le fait que l'augmentation de la résistance de pointe du sol est de 77 à 80 % selon la distance considérée. Cependant, cette amélioration reste faible car le pourcentage de valeurs supérieures à un coefficient de 1,3, est inférieur à 10 % pour le CPT 23. Néanmoins, c'est à partir d'un coefficient d'amélioration de 1,5 que le pourcentage de valeurs est inférieur à 10 % dans le cas du CPT 24.

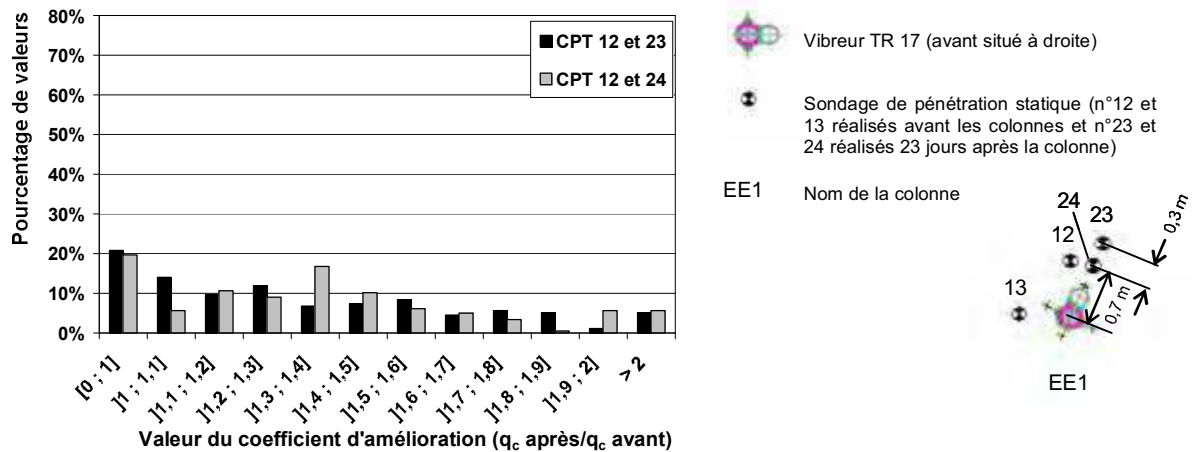


Figure III 1- Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité de la colonne EE1.

La figure III 2 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité de la colonne EE2. Ce coefficient est déterminé à partir de la comparaison du CPT 6, réalisé avant la colonne, et des trois autres CPT (25, 26 et 28) réalisés à proximité et après la construction de celle-ci. Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 71 % sur le côté gauche de la colonne, à 1,6 diamètre, et de 49 et 22 %, respectivement à 1,2 et 0,8 diamètre devant la colonne. Ces valeurs traduisent le fait que l'augmentation de la résistance de pointe du sol est inférieure à 29 % dans le premier cas, alors qu'elle est de 51 et 72 % selon la distance considérée.

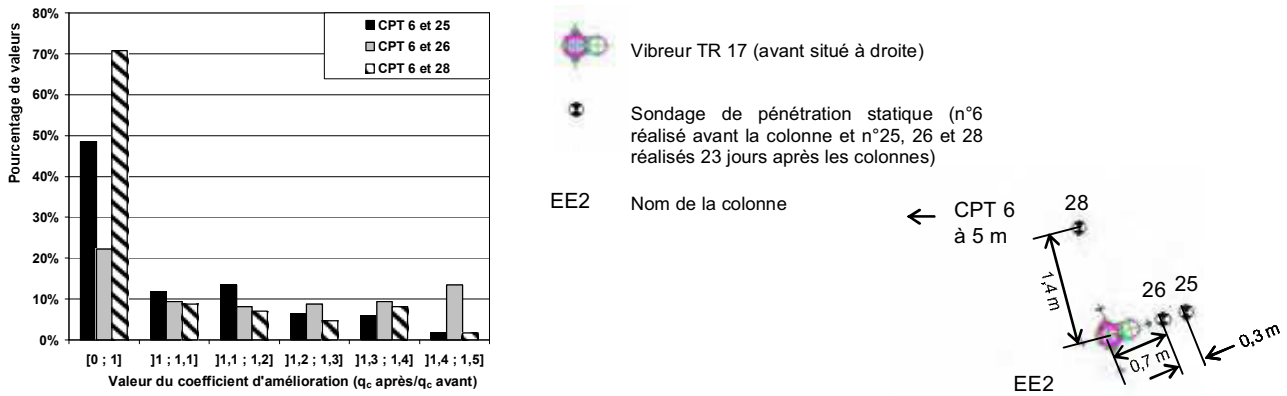


Figure III 2- Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité de la colonne EE2, et schéma d'implantation des CPT.

III.1.2.2. Groupe de trois colonnes EE3, EE7 et EE8

La figure III 3 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité des colonnes EE3, EE7 et EE8. Ce coefficient est déterminé à partir de la comparaison du CPT 5, réalisé avant les colonnes, et des autres CPT (18 à 22) réalisés à proximité et après la construction de celles-ci. Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 44 % à 0,7 diamètre de l'axe de EE8, sur son côté gauche, de 40 et 39 % à équidistance, respectivement de EE7 et EE8, et de EE3 et EE8, soit 1,1 diamètre. Par ailleurs, ces pourcentages sont égaux à 43 et 75 % devant EE8 à respectivement 1 et 1,7 diamètre, et le pourcentage de valeurs supérieures à 1,3 reste inférieur à 10 %.

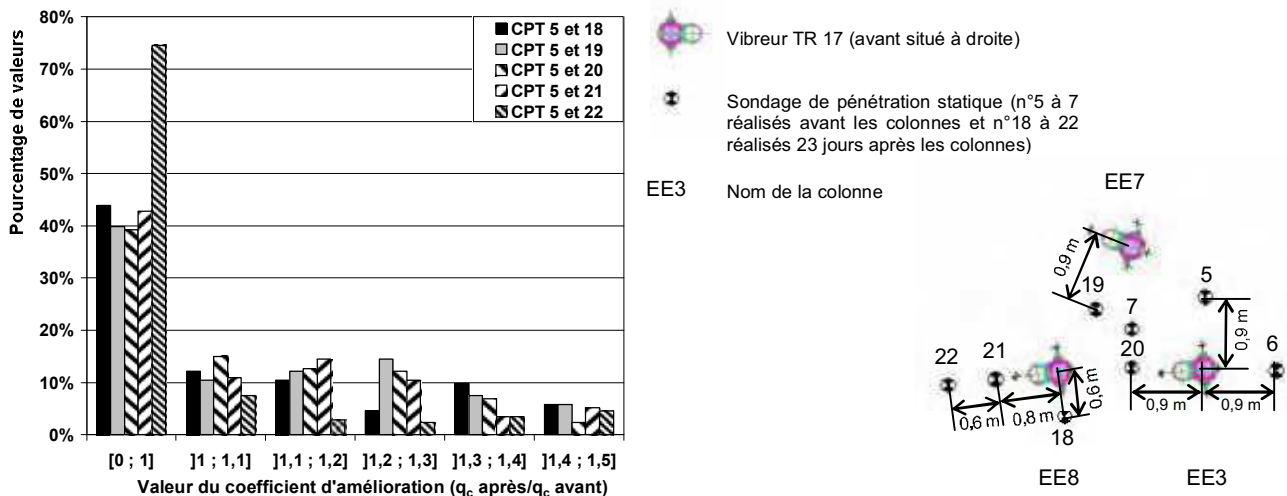


Figure III 3 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile, selon le CPT 5 pour le groupe constitué des colonnes EE3, EE7 et EE8, et schéma d'implantation des CPT.

Cette analyse démontre que l'augmentation de la résistance de pointe de l'argile :

- concerne 25 % des valeurs à 1,7 diamètre devant une colonne, en s'éloignant du groupe, et est relativement faible, inférieure à 1,4 (CPT 5 et 22) ;
- n'est pas homogène autour d'une colonne (EE8) compte tenu des distances par rapport à l'axe du vibreur (CPT 5 et 18 et CPT 5 et 21), soit 0,7 et 1 diamètre ;
- concerne environ 60 % des valeurs et n'excède pas un facteur 1,3, voire 1,4, au milieu de deux colonnes, disposées en groupe de trois et de 1,8 m d'entre-axe (CPT 5 et 19 et CPT 5 et 20), soit 1,1 diamètre.

La figure III 4 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité des colonnes EE3, EE7 et EE8. Ce coefficient est déterminé à partir de la comparaison du CPT 6, réalisé avant les colonnes, et des autres CPT (18 à 22) réalisés à proximité et après la construction de celles-ci. Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 39 % à 0,7 diamètre de l'axe de EE8, sur son côté gauche, de 32 et 29 % à équidistance, respectivement de EE7 et EE8, et de EE3 et EE8, soit 1,1 diamètre. Par ailleurs, ces pourcentages sont égaux à 37 et 65 % devant EE8 à respectivement 1 et 1,7 diamètre, et le pourcentage de valeurs supérieures à 1,4 reste inférieur à 10 %. Cette analyse démontre que l'augmentation de la résistance de pointe de l'argile :

- concerne 35 % des valeurs à 1,7 diamètre devant une colonne, en s'éloignant du groupe, et est relativement faible, inférieure à 1,4 (CPT 6 et 22) ;
- n'est pas homogène autour d'une colonne (EE8) compte tenu des distances par rapport à l'axe vibreur (CPT 6 et 18 et CPT 6 et 21), soit 0,7 et 1 diamètre ;
- concerne entre 60 et 70 % des valeurs et excède rarement un facteur 1,3 au milieu de deux colonnes, disposées en groupe de trois et de 1,8 m d'entre-axe (CPT 6 et 19 et CPT 6 et 20), soit 1,1 diamètre.

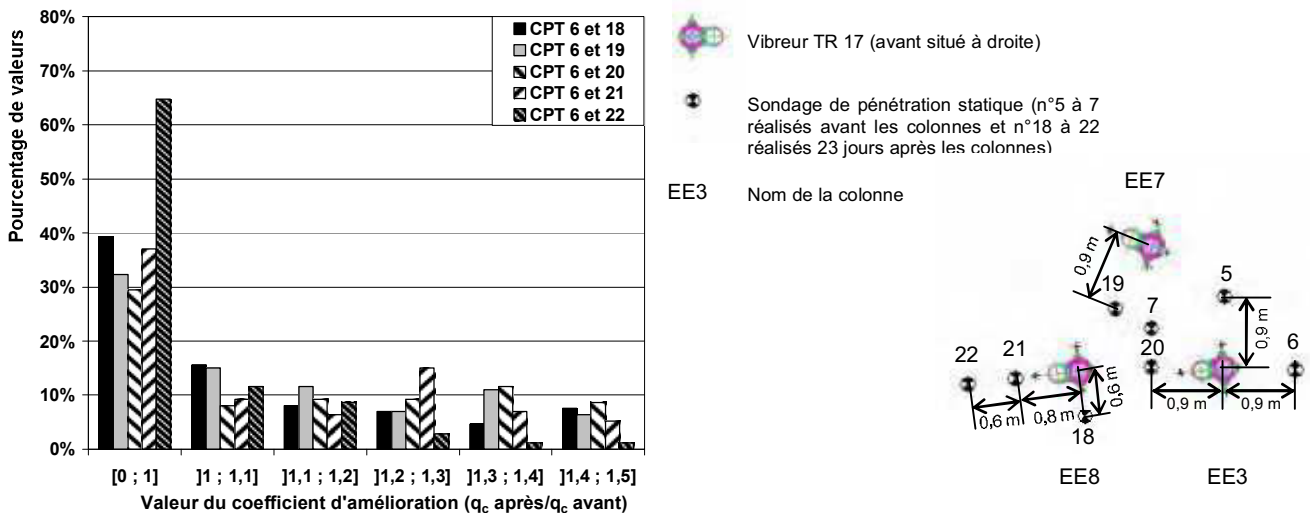


Figure III 4 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile, selon le CPT 6 pour le groupe constitué des colonnes EE3, EE7 et EE8, et schéma d'implantation des CPT.

La figure III 5 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité des colonnes EE3, EE7 et EE8. Ce coefficient est déterminé à partir de la comparaison du CPT 7, réalisé avant les colonnes, et des autres CPT (18 à 22) réalisés à proximité et après la construction de celles-ci. Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 35 % à 0,7 diamètre de l'axe de EE8, sur son côté gauche, de 36 et 32 % à équidistance, respectivement de EE7 et EE8, et de EE3 et EE8, soit 1,1 diamètre. Par ailleurs, ces pourcentages sont égaux à 35 et 75 % devant EE8 à respectivement 1 et 1,7 diamètre. Par ailleurs, le pourcentage de valeurs supérieures à 1,3 reste inférieur à 10 %. Cette analyse démontre que l'augmentation de la résistance de pointe de l'argile :

- concerne 25 % des valeurs à 1,7 diamètre devant une colonne, en s'éloignant du groupe, et est relativement faible, inférieure à 1,4 (CPT 7 et 22) ;
- n'est pas homogène autour d'une colonne (EE8) compte tenu des distances par rapport à l'axe vibreur (CPT 7 et 18 et CPT 7 et 21), soit 0,7 et 1 diamètre ;

- concerne entre 65 et 70 % des valeurs et excède rarement un facteur 1,3 au milieu de deux colonnes, disposées en groupe de trois et de 1,8 m d'entre-axe (CPT 7 et 19 et CPT 7 et 20), soit 1,1 diamètre.

Le tableau III 2 présente, à partir des figures III 3, III 4 et III 5, le pourcentage du coefficient d'amélioration inférieur ou égal à 1 selon chaque couple de CPT ainsi que la valeur maximale représentative du coefficient d'amélioration. Cette valeur de coefficient d'amélioration est définie comme celle à partir de laquelle le pourcentage de valeurs est supérieur à 10 %.

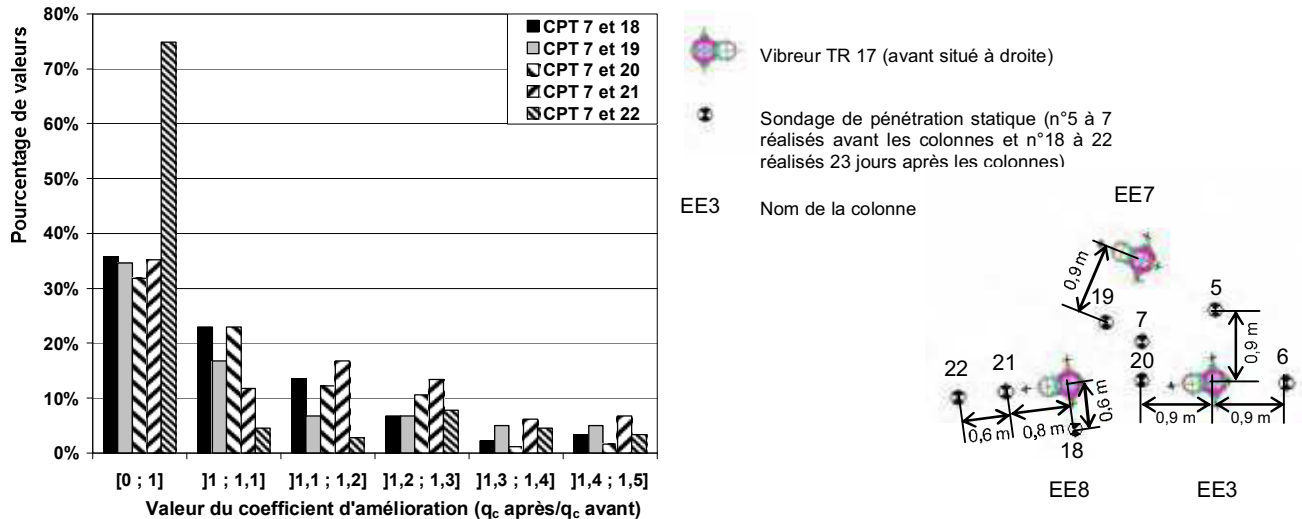


Figure III 5 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 7 pour le groupe constitué des colonnes EE3, EE7 et EE8, et schéma d'implantation des CPT.

Tableau III 2 - Pourcentage du coefficient d'amélioration inférieur ou égal à 1, pour le groupe constitué des colonnes EE3, EE7 et EE8.

CPT pré-amélioration	5	6	7	5	6	7	5	6	7	5	6	7	5	6	7
CPT post-amélioration	18			19			20			21			22		
Distance CPT post et colonne (diamètre de colonne)	Sur le côté d'une colonne, vers l'extérieur du groupe (0,7 D)			Milieu de deux colonnes (1,1 D)			Milieu de deux colonnes (1,1 D)			Devant une colonne, vers l'extérieur du groupe (1 D)			Devant une colonne, vers l'extérieur du groupe (1,7 D)		
$0 < q_c \text{ avant} / q_c \text{ après} \leq 1$ (%)	44	39	35	40	32	36	39	29	32	43	37	35	75	65	75
Valeur maximale représentative du coefficient d'amélioration	1,4	1,1	1,2	1,3	1,4	1,1	1,3	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	-	1,1	-

Ce tableau permet de constater que l'amélioration déterminée lors de ces essais, ne concerne que 56 à 60 % des valeurs pour des distances variables, sur le côté d'une colonne, à 0,7 diamètre, devant une colonne, à 1 diamètre, vers l'extérieur du groupe (CPT 18 à 21). Ces valeurs sont de 25 à 35 %, devant une colonne, à 1,7 diamètre, vers l'extérieur du groupe (CPT 22). Par ailleurs, la valeur maximale représentative du coefficient d'amélioration est de 1,4 pour des distances de 0,7 à 1 diamètre autour d'une colonne, en périphérie, et seulement de 1,1 à 1,7 diamètre en s'éloignant du groupe. Au milieu de deux colonnes, soit à 1,1 diamètre, l'amélioration concerne 60 à 71 % des valeurs et la valeur maximale représentative du coefficient d'amélioration varie de 1,1 à 1,4.

III.1.2.3. Groupe de trois colonnes EE4, EE5 et EE6

La figure III 6 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité des colonnes EE4, EE5 et EE6. Ce coefficient est déterminé à partir de la comparaison du CPT 8, réalisé avant les colonnes, et des autres CPT (14, 15 et 17) réalisés à proximité et après la construction de celles-ci. Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 58 % à 0,8 diamètre de l'axe de EE4, sur son côté droit, de 41 et 34 %, respectivement à équidistance de EE4 et EE5, soit à 1,1 diamètre, ainsi qu'au centre du groupe des trois colonnes, soit à 1,2 diamètre. Par ailleurs, le pourcentage de valeurs supérieures à 1,4 reste inférieur à 10 %.

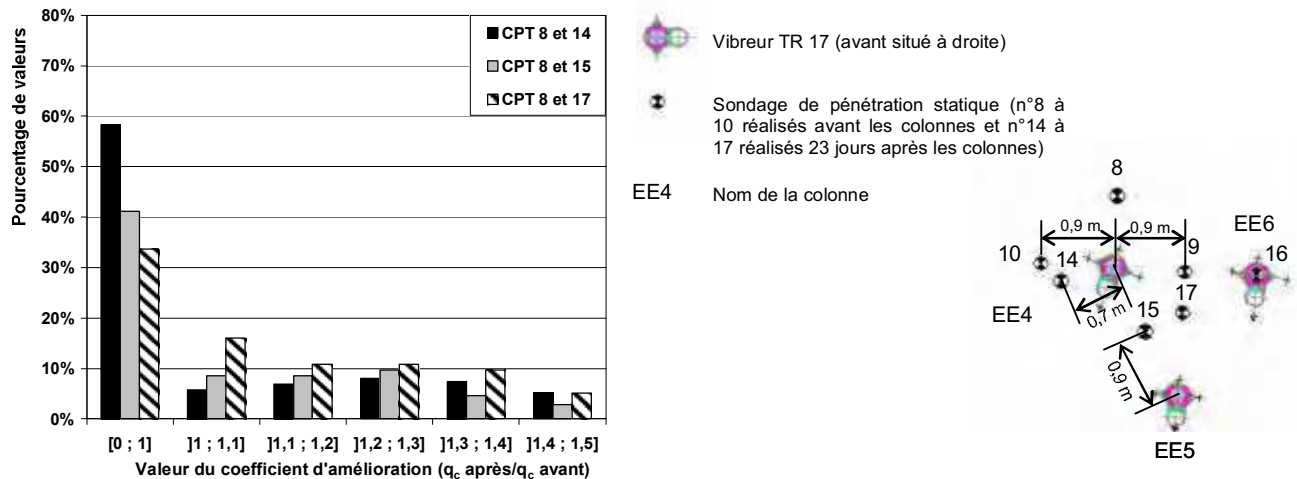


Figure III 6 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 8 pour le groupe constitué des colonnes EE4, EE5 et EE6, et schéma d'implantation des CPT.

Selon cette analyse, l'augmentation de la résistance de pointe de l'argile :

- concerne 42 % des valeurs à 0,8 diamètre de l'axe de EE4, sur son côté droit, et est relativement faible car aucune classe supérieure à 1 ne dépasse les 10 % (CPT 8 et 14) ;
- concerne 59 % des valeurs au centre des deux colonnes EE4 et EE5, à 1,1 diamètre, et 66 % au centre du groupe, à 1,2 diamètre (CPT 8 et 15 et CPT 8 et 17).

La figure III 7 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité des colonnes EE4, EE5 et EE6. Ce coefficient est déterminé à partir de la comparaison du CPT 9, réalisé avant les colonnes, et des autres CPT (14, 15 et 17) réalisés à proximité et après la construction de celles-ci.

Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 78 % à 0,8 m de l'axe de EE4, sur son côté droit, de 57 et 49 %, respectivement à équidistance de EE4 et EE5, soit à 1,1 diamètre, ainsi qu'au centre du groupe des trois colonnes, soit à 1,2 diamètre. Par ailleurs, il est impossible, pour ces trois comparaisons, de déterminer une valeur du coefficient d'amélioration supérieure à 1 pour laquelle le pourcentage est supérieur à 10 %. Ainsi, cette analyse démontre que l'augmentation de la résistance de pointe de l'argile :

- concerne 12 % des valeurs à 0,8 diamètre de l'axe de EE4, sur son côté droit, et est extrêmement faible car aucune classe supérieure à 1 ne dépasse les 10 % (CPT 8 et 14) ;
- concerne 43 % des valeurs au centre des deux colonnes EE4 et EE5, à 1,1 diamètre, et 51 % au centre du groupe, à 1,2 diamètre (CPT 8 et 15 et CPT 8 et 17) et est extrêmement faible car aucune classe supérieure à 1 ne dépasse les 10 %.

La figure III 8 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité des colonnes EE4, EE5 et EE6. Ce coefficient est déterminé à partir de la comparaison du CPT 10, réalisé avant les colonnes, et des autres CPT (14, 15 et 17) réalisés à proximité et après la construction de celles-ci.

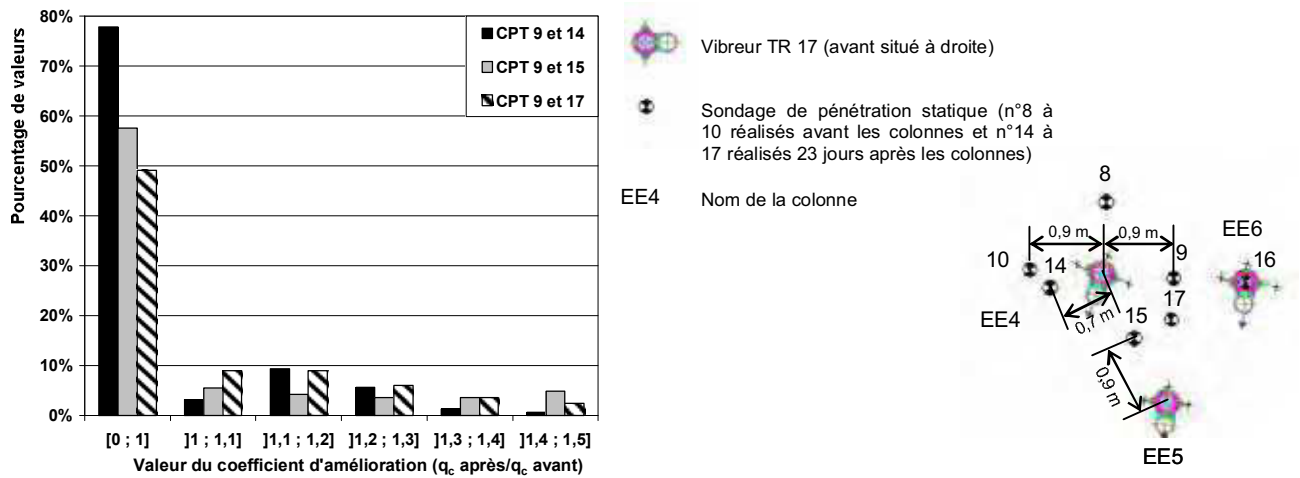


Figure III 7 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 9 pour le groupe constitué des colonnes EE4, EE5 et EE6, et schéma d'implantation des CPT.

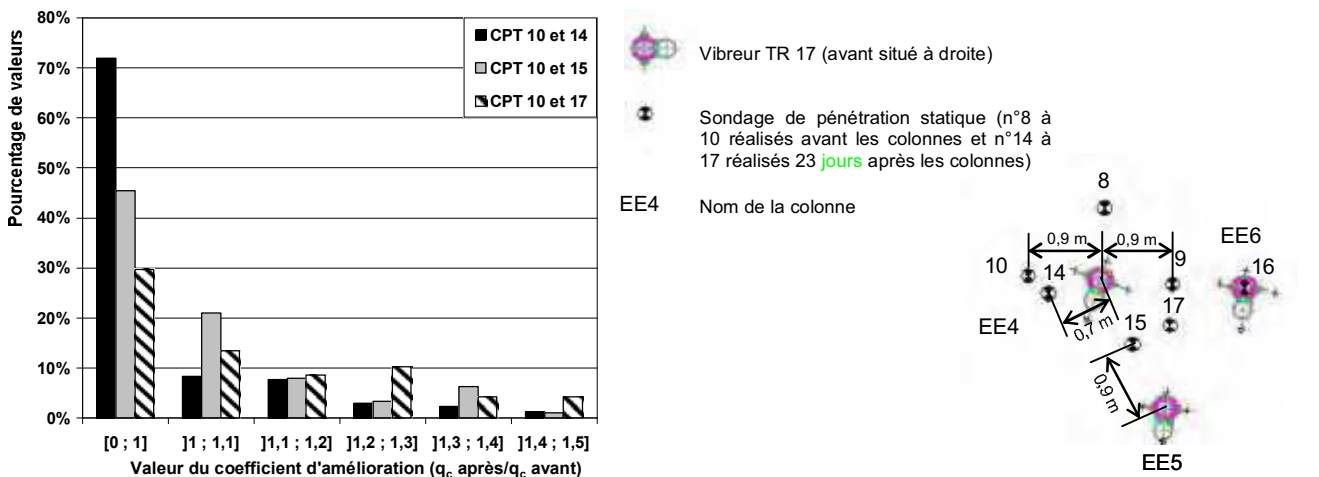


Figure III 8 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 10 pour le groupe constitué des colonnes EE4, EE5 et EE6, et schéma d'implantation des CPT.

Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 72 % à 0,8 diamètre de l'axe de EE4, sur son côté droit, de 45 et 30 %, respectivement à équidistance de EE4 et EE5, soit à 1,1 diamètre, ainsi qu'au centre du groupe des trois colonnes, soit à 1,2 diamètre. Par ailleurs, le pourcentage de valeurs supérieures à 1,1 ou 1,3, selon le cas considéré, reste inférieur à 10 %. Ainsi, l'augmentation de la résistance de pointe de l'argile :

- concerne 18 % des valeurs à 0,8 diamètre de l'axe de EE4, sur son côté droit, et est extrêmement faible car aucune classe supérieure à 1 ne dépasse les 10 % (CPT 8 et 14) ;
- concerne 55 % des valeurs au centre des deux colonnes EE4 et EE5, à 1,1 diamètres, et 70 % au centre du groupe, à 1,2 diamètres (CPT 8 et 15 et CPT 8 et 17) et est relativement

faible car le pourcentage de valeurs du coefficient d'amélioration supérieures à 1,1 et 1,3 ne dépasse les 10 % pour les deux cas respectifs.

Le tableau III 3 présente, à partir des figures III 6, III 7 et III 8, le pourcentage du coefficient d'amélioration inférieur ou égal à 1 selon chaque couple de CPT ainsi que la valeur maximale représentative du coefficient d'amélioration. Ne sont analysés ici que les CPT les plus proches les uns des autres. Ce tableau permet de constater que l'amélioration déterminée lors de ces essais, ne concerne qu'environ 28 % des valeurs pour une distance de 0,8 diamètre de l'axe de EE4, sur son côté droit (CPT 10 et 14), en s'éloignant du groupe. Ce pourcentage atteint 43 et 51 %, respectivement à équidistance de EE4 et EE5, à 1,1 diamètre (CPT 9 et 15) ainsi qu'au centre du groupe des trois colonnes, à 1,2 diamètre (CPT 9 et 17). Par ailleurs, il n'existe pas de valeur maximale représentative du coefficient d'amélioration pour une distance de 0,8 diamètre d'une colonne en s'éloignant du groupe alors que celle-ci est de 1,3 à équidistance de deux colonnes (1,1 diamètres) ainsi qu'au centre du groupe des trois colonnes (1,2 diamètres).

Tableau III 3 - Pourcentage du coefficient d'amélioration inférieur ou égal à 1, pour le groupe constitué des colonnes EE4, EE5 et EE6.

CPT pré-amélioration	8	9	10	8	9	10	8	9	10
CPT post-amélioration	14			15			17		
Distance CPT post et colonne (diamètre de colonne)	Sur le côté d'une colonne, vers l'extérieur du groupe (0,8 D)			Milieu de deux colonnes (1,1 D)			Centre de gravité des trois colonnes (1,2 D)		
$0 < q_c \text{ avant} / q_c \text{ après} \leq 1$ (%)	58	78	72	41	57	45	34	49	30
Valeur maximale représentative du coefficient d'amélioration	-	-	-	1,3	-	1,1	1,4	-	1,3

III.1.3. Zone des colonnes chargées

La seule colonne destinée à être chargée et qui a fait l'objet d'une analyse pré et post amélioration du point de vue des CPT est la colonne isolée (sous la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m). La figure III 9 présente le pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration pour la couche d'argile à proximité de cette colonne, déterminé à partir du CPT 3, réalisé avant la colonne, et des autres CPT (29, 30, 31 et 32) réalisés à proximité et après la construction de celle-ci.

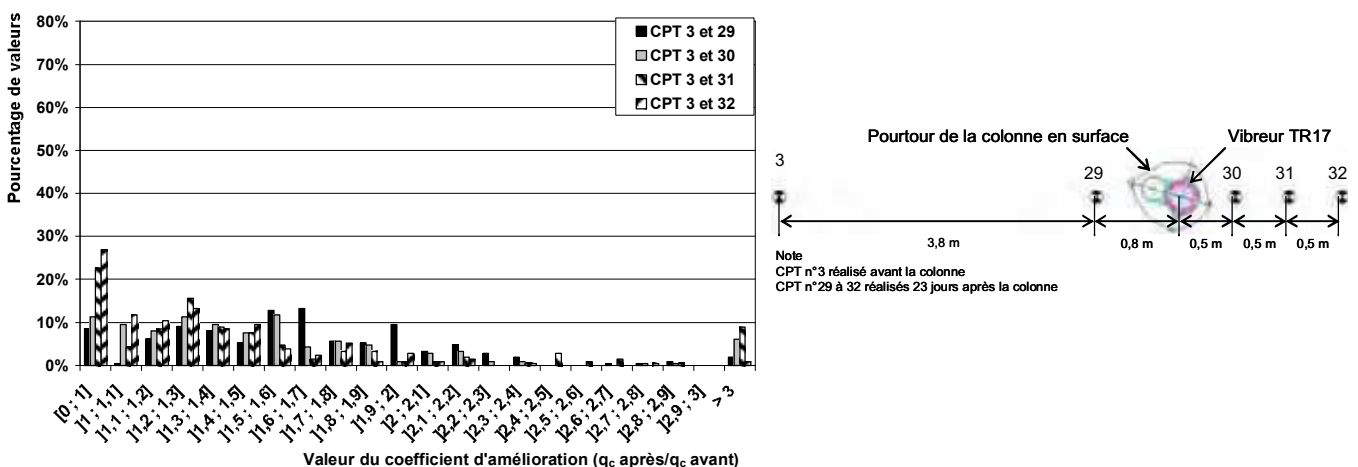


Figure III 9 - Pourcentage des classes de valeurs du coefficient d'amélioration, pour la couche d'argile, selon le CPT 3 pour la colonne isolée EC1 CB, et schéma d'implantation des CPT.

Les valeurs du coefficient d'amélioration inférieures ou égales à 1 sont de 9 % devant la colonne, à 0,9 diamètre de l'axe de celle-ci, et de 11, 23 et 27 %, derrière la colonne à respectivement à 0,6, 1,1 et 1,7 diamètre de l'axe de celle-ci. Ainsi, cette analyse démontre que l'augmentation de la résistance de pointe de l'argile :

- concerne 91 % des valeurs devant la colonne, à 0,9 diamètre de l'axe de celle-ci, et est relativement diffuse car le pourcentage de valeurs du coefficient d'amélioration supérieur à une valeur donnée ne dépasse 10 % ;
- concerne 89 à 73 % des valeurs derrière la colonne, de 0,6 à 1,7 diamètres de l'axe de celle-ci, et est relativement faible car le pourcentage de valeurs du coefficient d'amélioration supérieur à 1,5 ne dépasse 10 %.

III.1.4. Essai de contrôle de la continuité et de la compacité des colonnes

Plusieurs essais de contrôle de continuité et de compacité des colonnes ont été réalisés. Cependant, seul l'un d'entre eux est exploitable car les autres montrent une sortie prématurée de l'axe de la colonne. La figure III 10 présente le sondage de pénétration statique réalisé dans la colonne EE6 et permet de vérifier que la colonne est à la fois continue et très bien compactée compte tenu des résistances à la pointe mesurées (> 12 MPa) à partir de 1 m de profondeur. Le CPT indique une hauteur totale de colonne de 6 m alors que l'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage (annexe 4) indique que cette colonne a atteint 6,32 m. Ceci provient du fait que la plate-forme de travail a été abaissée de 0,3 m après la réalisation de EE6.

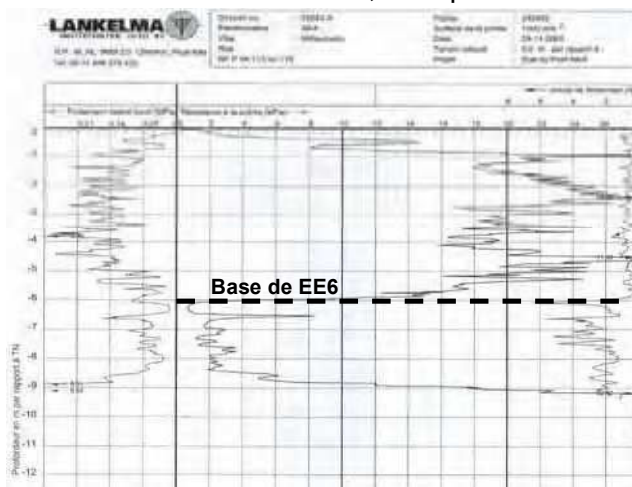


Figure III 10 - CPT de contrôle de continuité et de compacité de la colonne EE6.

III.1.5. Conclusion

La comparaison des sondages de pénétration statique avant et après la construction des colonnes, a permis de déterminer un coefficient d'amélioration de l'argile. Dans le cas d'une colonne isolée, l'analyse permet de constater que l'amélioration n'est pas isotrope car elle dépend de la :

- position du vibreur ;
- distance à l'axe théorique de la colonne.

Ainsi, le coefficient d'amélioration ($q_{c \text{ avant}} / q_{c \text{ après}}$) est :

- inférieur à 1,5 et concerne 90 % des valeurs pour une distance de 0,6 diamètre à l'arrière de la colonne ;

- inférieur à 1,5 et concerne 72 à 91 % des valeurs pour une distance comprise entre 1 et 0,8 diamètre devant la colonne ;
- inférieur à 1,3 voire 1,2 et concerne 51 à 77 % des valeurs pour une distance comprise entre 1,4 à 1,1 diamètres devant la colonne ;
- diffus mais inférieur à 1,5 et concerne 29 % des valeurs pour une distance de 1,6 diamètres sur un côté de la colonne.

Dans le cas d'un groupe de trois colonnes, disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté, l'analyse permet de constater que l'amélioration de l'argile n'est pas isotrope car elle dépend de la :

- position du vibreur ;
- distance à l'axe théorique de la colonne ;
- localisation par rapport au groupe.

Ainsi le coefficient d'amélioration :

- au centre du groupe, à une distance de 1,2 diamètres, est inférieur à 1,4 et concerne 51 % des valeurs ;
- au milieu de deux colonnes, à une distance de 1,1 diamètres, est inférieur à 1,4 et concerne entre 40 et 60 % des valeurs ;
- en dehors du groupe :
 - devant une colonne, à une distance de 1,7 diamètres, est inférieur à 1,1 et concerne 25 % des valeurs ;
 - devant une colonne, à une distance de 1 diamètre, est inférieur à 1,3 et concerne environ 60 % des valeurs ;
 - sur un côté de colonne, à une distance de 0,8 diamètre, est diffus et concerne 28 % des valeurs ;
 - sur un côté de colonne, à une distance de 0,7 diamètre, est inférieur à 1,2 ou 1,4 et concerne environ 60 % des valeurs.

Néanmoins, Guilloux *et al.* (2003) déterminent, à partir de sondages de pénétration statique réalisés au milieu des maillages et à mi distance entre deux colonnes, des coefficients d'amélioration variant de 1,7 à 1,9 dans des horizons sableux. Ce coefficient est proche de 1 dans les horizons limono-argileux. Les colonnes de 0,8 m de diamètre, sont espacées de 2,4 m en maillage carré. Renton-Rose *et al.* (2000) déterminent, à partir de sondages de pénétration statique réalisés au milieu des maillages, des coefficients d'amélioration variant de 2,1 à 2,5 dans des remblais hydrauliques sableux. Les colonnes de 0,94 m de diamètre, sont espacées de 1,5 à 2,1 m en maillage triangulaire. Hayden et Welch (1991), déterminent, à partir de sondages de pénétration statique réalisés de 0,6 à 1,5 m du bord d'une colonne, des coefficients d'amélioration variant 1,5 à 3 dans les couches sableuses et inférieurs à 1,5 dans les couches limoneuses. De plus, des essais dilatométriques réalisés de 0,15 à 1,5 m du bord d'une colonne, ont permis de déterminer des coefficients d'amélioration variant de 2 à 3 dans les couches sableuses, et proches de 1 dans les couches limoneuses. Kirsch (2004) détermine, à partir d'essais pressiométriques dans un limon argileux réalisés à proximité des colonnes, que le module pressiométrique augmente d'un facteur 1,25 à 1,5.

L'ensemble de nos résultats des essais de reconnaissance *in situ* comparés à ceux de la bibliographie montrent que l'amélioration d'un sol fin (argile, limon) déterminée par l'utilisation de sondages de pénétration statique ou de sondages pressiométriques est faible ($< 1,5$).

Après avoir déterminé la faible amélioration de la résistance de pointe de l'argile par la comparaison d'essais de pénétration statique réalisés avant et après la mise en place des colonnes, les essais de chargement en grandeur réelle des semelles $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m et $2,3 \times 2,5 \times 0,5$ m, sont présentés.

III.2. TASSEMENT ET CHARGE DE FLUAGE DES SEMELLES

Sont présentés en premier les résultats de tassement en fonction de la charge ainsi que la charge de fluage de l'essai de chargement de la semelle $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m sur le sol naturel et de la semelle $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m sur une colonne. Puis, ces résultats seront présentés pour l'essai de chargement de la semelle $2,3 \times 2,5 \times 0,5$ m sur le sol naturel et pour la semelle $2,3 \times 2,5 \times 0,5$ m sur les trois colonnes.

III.5.1. Semelle $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m sur le sol naturel et semelle $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m sur une colonne

La figure III 11 présente le tassement de la semelle $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m sur le sol naturel et de la semelle $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m sur la colonne ballastée, en fonction de la charge appliquée. Le tassement total est la moyenne de quatre repères. Cette figure présente aussi le facteur de réduction des tassements en fonction de la charge appliquée. Le facteur de réduction des tassements, β , est défini comme le rapport entre le tassement du sol non amélioré sur le tassement du sol amélioré, à une charge donnée. Les figures III 12 et III 13 présentent les courbes de fluage pour chaque palier, respectivement, pour la semelle $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m sur le sol naturel et pour la semelle $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m sur la colonne ballastée.

L'analyse de l'ensemble de ces trois figures permet de constater que :

- la présence de la colonne a permis d'augmenter la capacité portante du sol amélioré et de diminuer les tassements par rapport au sol naturel (cf. figure III 11 et III 14). Ces améliorations sont fonction de la contrainte appliquée ;
- au palier de 150 kN, maintenu pendant 77 jours, le fluage a été de 1,3 et 5,5 mm, respectivement, pour la semelle sur la colonne et pour celle sur le sol naturel. Les déplacements verticaux ont respectivement atteint 7,3 et 16,5 mm à la fin des 77 jours. Ce tassement s'est stabilisé au bout de 14 jours dans le cas de la semelle sur le sol naturel alors que le fluage mesuré dans le cas de la semelle sur colonne correspond à l'erreur de mesure de la lecture au théodolithe pendant cette période.
- le facteur de réduction des tassements (β) est égal 1 au début du chargement et évolue linéairement jusqu'à la valeur de 5,5. Les tassements de la semelle sur la colonne peuvent donc être réduits d'un facteur 5,5 bien que le tassement associé de cette semelle soit de 17,3 mm.
- la charge de fluage du sol naturel est de 172 kN alors que celle du sol amélioré avec une colonne est de 415 kN (figure III 14), soit 2,4 fois supérieure à celle du sol naturel. Ces charges ont été déterminées à partir des courbes (norme NF P 94-150) des figures III 12 et

III 13. La pente α_n est définie ci-après : $\alpha_n = (s_{60} - s_{30})/\log(2)$ avec s_{60} et s_{30} étant respectivement le tassement à 60 et 30 minutes pour le palier considéré.

Par ailleurs, si l'on souhaite obtenir un tassement inférieur ou égal à 10 mm, la charge maximale à appliquer est d'environ 120 kN, soit une contrainte de 83 kPa, pour la semelle sur le sol non amélioré et de 300 kN, soit une contrainte de 208 kPa, pour la semelle sur la colonne ballastée. Le rapport des charges est égal à 2,5 pour ce tassement.

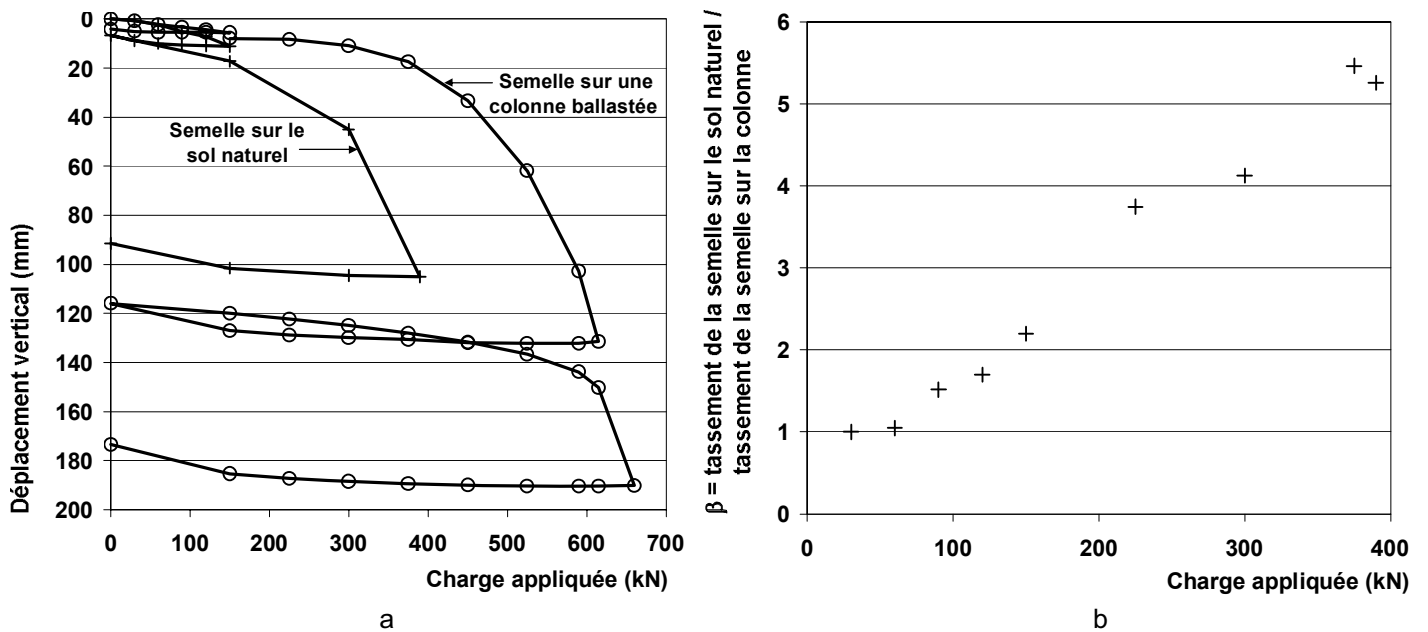


Figure III 11 - Tassement d'une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et sur une colonne ballastée en fonction de la charge appliquée (a), et facteur de réduction des tassements en fonction de la charge appliquée (b).

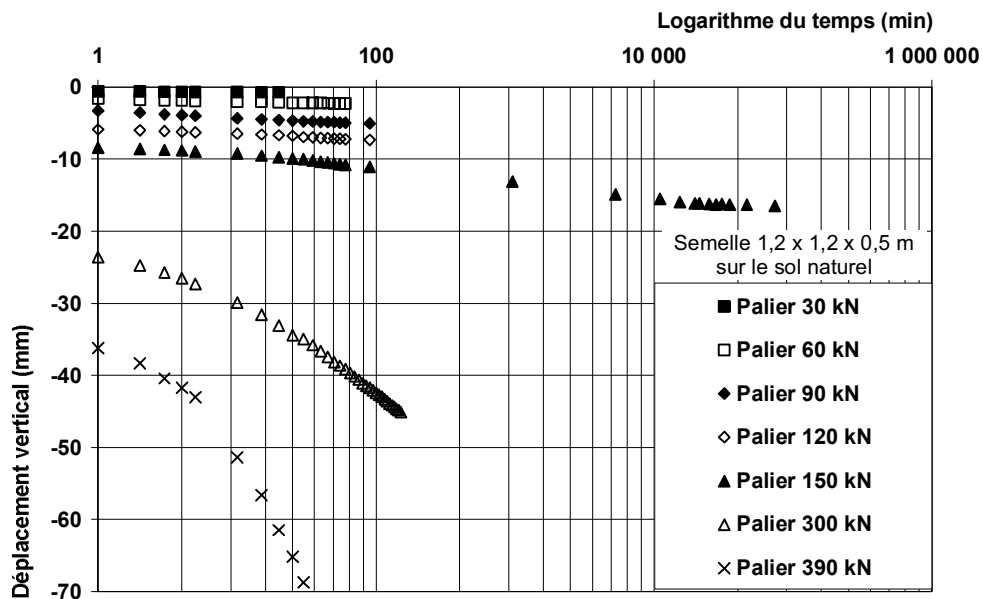


Figure III 12 - Courbes de fluage lors du chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel.

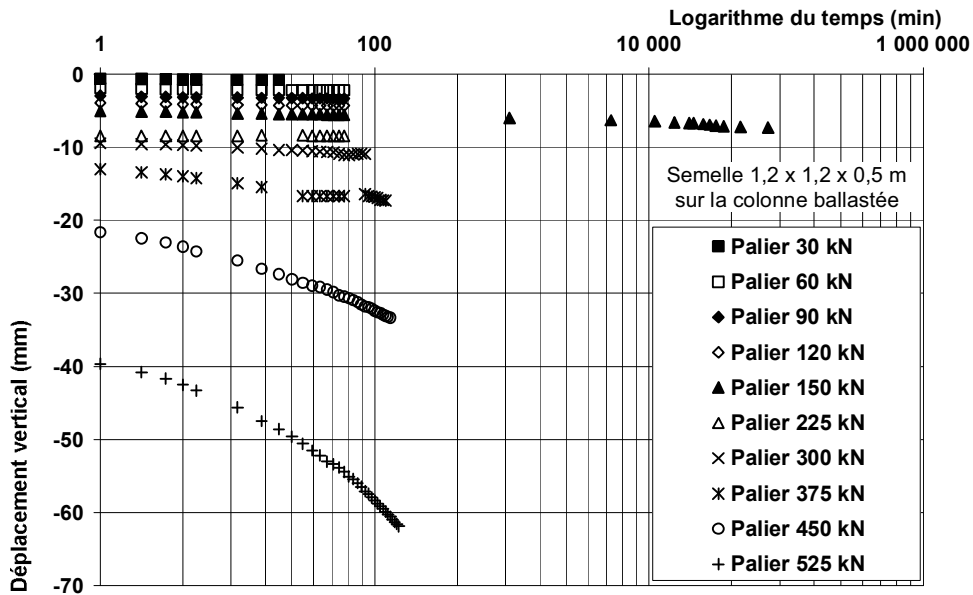


Figure III 13 - Courbes de fluage lors du chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur la colonne ballastée.

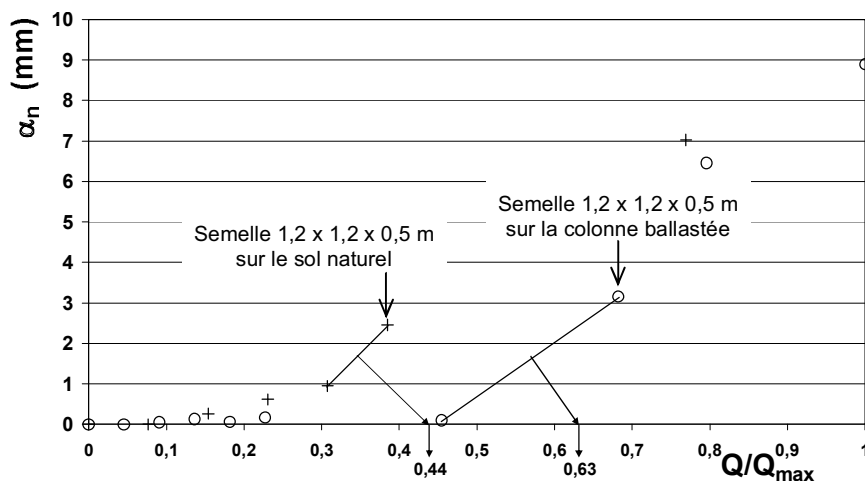


Figure III 14 – Tassement entre 30 et 60 minutes, en fonction du rapport de la charge appliquée sur la charge maximale atteinte par les essais de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et sur la colonne ballastée.

III.5.2. Semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur le sol naturel et semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur trois colonnes ballastées

La figure III 15 présente le tassement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 sur le sol naturel et de la semelle sur les trois colonnes ballastées, en fonction de la charge appliquée. Le tassement présenté sur cette figure est la moyenne de quatre repères. Cette figure présente aussi le facteur de réduction des tassements en fonction de la charge appliquée. Les figures III 16 et III 17 présentent les courbes de fluage pour chaque palier, respectivement, pour la semelle sur le sol naturel et pour la semelle sur les trois colonnes. Cependant, afin d'améliorer la lisibilité des figures, certaines courbes de fluage ne sont pas présentées.

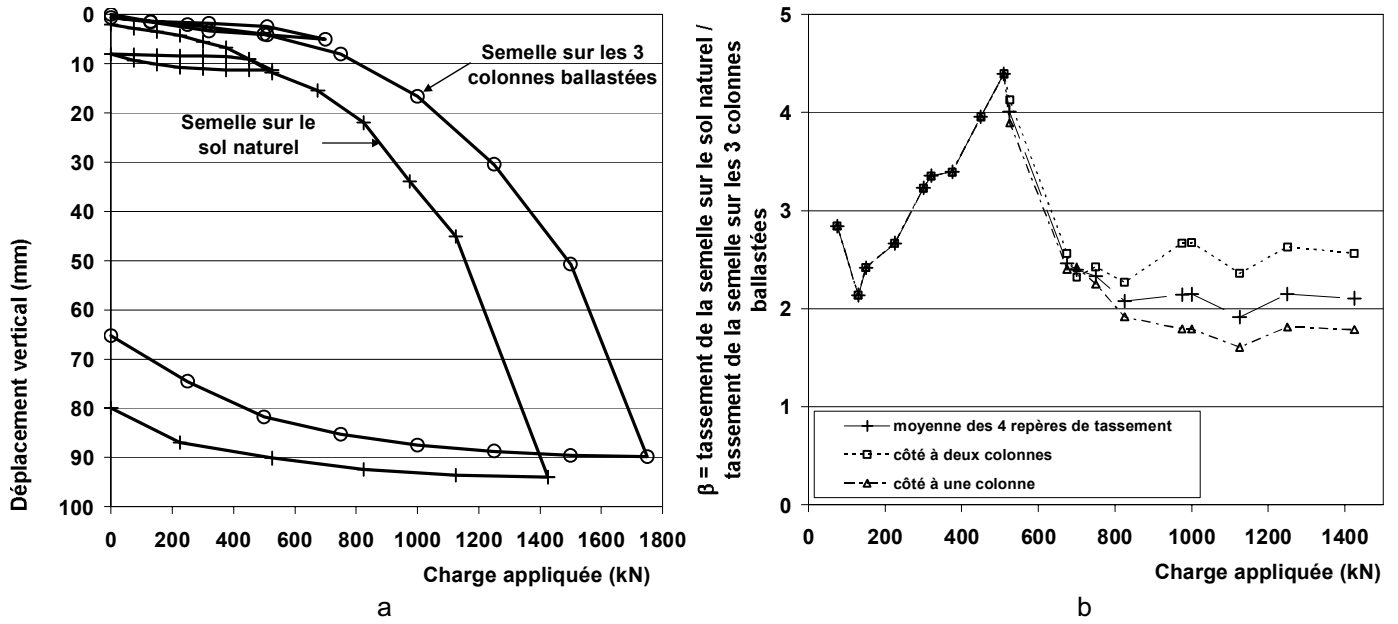


Figure III 15 - Tassement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur le sol naturel et sur les trois colonnes ballastées en fonction de la charge appliquée (a), et facteur de réduction des tassements en fonction de la charge appliquée (b).

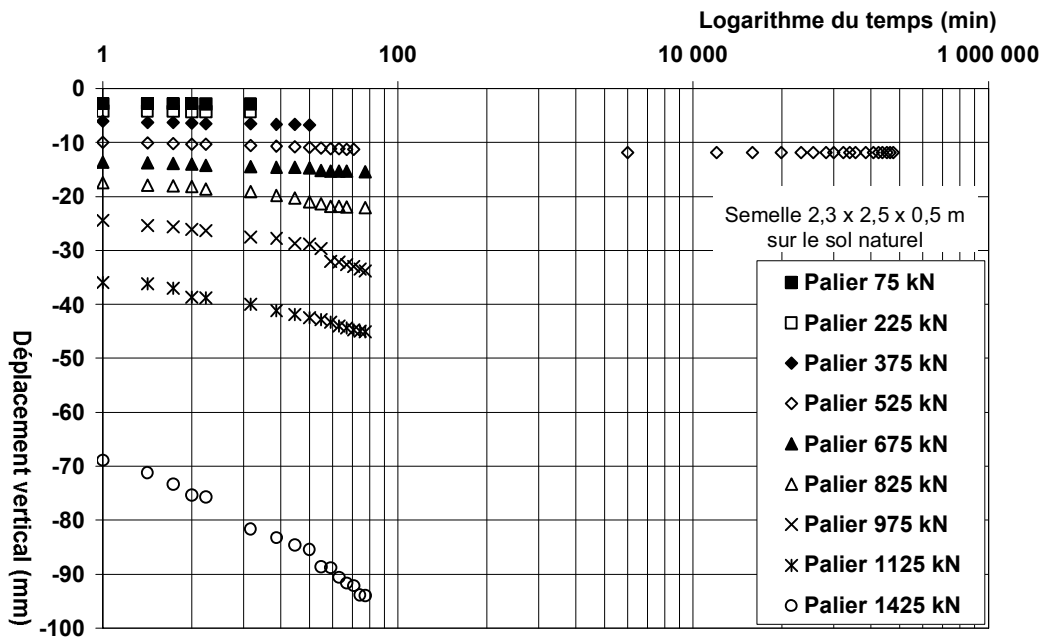


Figure III 16 - Courbes de fluage lors du chargement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur le sol naturel.

- au palier de 525 kN maintenu pendant 61 jours sur la semelle reposant sur le sol naturel, et à celui de 760 kN maintenu pendant 74 jours sur la semelle reposant sur les trois colonnes, le fluage mesuré est inférieur à 1 mm ;
- la valeur de β est élevée (2,8) au début du chargement car la semelle sur le sol naturel tasse d'environ 2,8 mm alors que celle sur les trois colonnes tasse de 1 mm. Puis, au cours du chargement, β augmente de 2,1 à 4,4 pour une charge de 130 à 510 kN, et diminue ensuite pour atteindre un palier d'environ 2.
- pour la semelle sur le sol non amélioré, la charge de fluage est environ égale à 700 kN, soit une contrainte de 122 kPa, pour un tassement associé de 17 mm, alors qu'elle est égale à 875 kN, soit une contrainte de 152 kPa, dans le cas de la semelle posée sur les trois colonnes ballastées, avec un tassement de 13 mm. La charge Q_{\max} prise pour le calcul de la charge de fluage est égale à 1 125 dans le cas de l'essai sur le sol naturel et de 1 250 kN dans le cas de la semelle sur les trois colonnes. La charge de fluage du sol amélioré est 1,25 fois plus élevée que celle du sol non amélioré.

Les tassements présentés sur la figure III 15 sont la moyenne de quatre points de mesure répartis au sommet de chaque semelle. Il convient de préciser que, entre les paliers de chargement 760 et 1 000 kN, la semelle sur les trois colonnes ballastées a commencé à basculer du côté de la colonne 1 (figure II 20). Ceci peut s'expliquer par la disposition des colonnes par rapport à la géométrie de la semelle. La rigidité relative des deux côtés, l'un avec deux colonnes, l'autre avec une seule, peut être à l'origine d'un tassement différentiel. D'autres auteurs, par exemple Clemente et Davie (2000), ont aussi réalisé le chargement, par un massif carré, de trois colonnes, disposées en triangle, au sein d'un maillage et ont aussi constaté le basculement de leur semelle vers la colonne seule, bien que la charge soit centrée par rapport à la semelle.

Par ailleurs, si un tassement de 10 mm ne doit pas être dépassé, la charge maximale à appliquer ici est d'environ 480 kN, soit une contrainte de 83 kPa, pour la semelle sur le sol non amélioré et de 810 kN, soit une contrainte de 141 kPa, pour la semelle sur les trois colonnes ballastées. Le rapport des charges est donc environ égal à 1,7 pour ce tassement.

III.5.3. Comparaison des résultats

Le tableau III 4 présente la charge de fluage (Q_c), la contrainte de fluage (σ_c) ainsi que le tassement (s) associé pour chaque configuration.

Tableau III 4 - Charge, contrainte de fluage et tassement associé.

	Semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m		Semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m	
	Sol naturel	Une colonne ballastée	Sol naturel	Trois colonnes ballastées
Q_c (kN)	172	415	700	875
σ_c (kPa)	120	288	122	152
s (mm)	21	26	17	13

Ce tableau permet de constater que :

- les contraintes de fluage des deux semelles sur le sol naturel sont quasiment égales ;
- la charge de fluage de la semelle sur les trois colonnes n'est pas égale à trois fois celle de la semelle sur une colonne, mais seulement à 2,1.
- le tassement de la semelle sur les trois colonnes n'est que légèrement inférieur à celui de la semelle sur le sol naturel de même configuration.

A partir de l'essai de chargement sur la colonne et sur le sol non amélioré, nous avons déterminé la contrainte de fluage de la colonne ballastée ($q_{c,cb}$) ainsi que celle du sol ($q_{c,s}$). En ne tenant compte que des surfaces respectives du sol et des colonnes sous la semelle, et en faisant abstraction de la disposition des colonnes, ainsi que de la géométrie de la semelle, la charge de fluage de la semelle sur les trois colonnes ($Q_{c,3cb}$) est estimée par calcul selon la relation :

$$Q_{c,3cb} = (Scb1 + Scb2 + Scb3) \times q_{c,cb} + Ss \times q_{c,s}$$

avec :

Scb_n : surface moyenne de la $n^{i\text{ème}}$ colonne ;

Ss : surface du sol sous l'emprise de la semelle.

Toutefois, la charge de fluage ainsi calculée est inférieure à celle déterminée par l'essai en grandeur réelle d'environ 30 %.

Par ailleurs, le rapport des surfaces, noté A_s , pris comme étant égal à la surface totale de la semelle sur la surface de la (des) colonne(s), est défini dans le tableau III 5 pour les deux semelles testées. Le quotient des deux A_s , égal à 0,707, permet de constater qu'il est très proche du rapport entre les charges de fluage défini précédemment.

Tableau III 5 - Rapport de surfaces.

Configuration	S_{totale} (m ²)	$S_{colonne(s)}$ (m ²)	A_s ()	$A_{s\ 1colonne} / A_{s\ 3colonnes}$ ()
1 colonne	1,44	0,61	2,36	0,707
3 colonnes	5,75	1,72	3,34	

Après avoir considéré les résultats des essais de chargement en grandeur réelle du point de vue des déplacements verticaux et des charges, les déplacements horizontaux mesurés par les inclinomètres sont analysés.

III.2. RELEVÉS INCLINOMETRIQUES

Les inclinomètres ont été placés avant la réalisation des colonnes afin de suivre l'évolution des déplacements latéraux du sol :

- après le fonçage du vibreur ;
- après le compactage du ballast ;
- lors des paliers de chargement.

Lors du chargement des semelles, les inclinomètres doivent permettre de déterminer la hauteur sur laquelle la colonne est entrée en rupture par expansion latérale. Les figures II 19 et II 20 (chapitre II) présentent respectivement l'emplacement des inclinomètres de ces trois configurations. Les tableaux II 7 et II 8 (chapitre II) présentent les étapes auxquelles les relevés

inclinométriques ont été effectués pour respectivement, les configurations de l'essai de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur la colonne ballastée, de l'essai de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel, ainsi que de l'essai de chargement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes ballastées.

III.2.1. Inclinomètres situés autour de la colonne isolée chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m

Les déplacements latéraux selon les axes A mesurés par les inclinomètres 1 et 2, situés respectivement à 0,68 et 0,77 m de l'axe de la colonne, à la fin du fonçage, à la fin du compactage de la colonne isolée (chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m), puis à différents paliers de chargement de la semelle, sont présentés sur la figure III 19. Cette même figure donne également le sondage de pénétration statique réalisé avant la mise en place de la colonne (CPT 3) et la coupe lithologique simplifiée établie à partir du sondage carotté. Les déplacements latéraux selon les axes B mesurés par ces mêmes inclinomètres sont présentés sur la figure III 20. La base de la colonne a été indiquée sur la coupe de sol à titre indicatif. En effet, compte tenu du refus du vibreur constaté expérimentalement à cette profondeur, la colonne est considérée comme reposant sur le substratum induré.

III.2.1.1. Déformations latérales dues à la réalisation de la colonne

Selon l'axe A de l'inclinomètre 1, le déplacement de l'argile est important jusqu'à sa base, soit - 5 m, lors du fonçage ainsi que lors du compactage de la colonne. Le déplacement de la marne reste important lors du fonçage alors que le compactage a eu nettement moins d'influence que dans l'argile. Ceci est en accord avec les caractéristiques mécaniques respectives de ces deux sols. Immédiatement après compactage, le déplacement de l'argile est compris entre 9,3 et 13,6 cm, à - 1,5 et - 4 m de profondeur, alors que celui de la marne varie entre 10,5 et 1,2 cm, à 5,5 et - 8,5 m de profondeur. Il est à noter que le déplacement maximal de cette couche se situe dans de la marne ayant une faible résistance de pointe, soit 1,1 MPa.

Par ailleurs, la déformée de l'argile suivant l'inclinomètre 2, situé plus loin, est plus faible que celle mesurée par le premier. La déformée de la marne est encore plus faible et le compactage n'a eu quasiment aucune influence sur l'expansion du sol. Après compactage, la déformée de l'argile est comprise entre 1,7 et 4,4 cm alors que celle de la marne varie entre 0,5 et 2 cm. Mise à part la distance, cette différence de déformation peut aussi être attribuée à l'orientation du vibreur.

Selon l'axe B de l'inclinomètre 1, la colonne s'est bien développée dans l'argile et même dans la marne altérée, soit jusqu'à - 5,5 m de profondeur. Ceci n'est pas le cas pour l'axe B de l'inclinomètre 2 car seule la partie supérieure de l'argile, jusqu'à environ - 3 m de profondeur, a subi des déplacements, nettement inférieurs au premier inclinomètre.

III.2.1.2. Déformations latérales dues au chargement de la semelle

Lors du chargement de la semelle jusqu'à 660 kN, une augmentation du déplacement du sol sur 2,5 m (de -1,5 à - 4 m) est constatée par les axes A des inclinomètres (figure III 19), ainsi que par l'axe B (figure III 20) du premier inclinomètre. Cette profondeur correspond à environ 3 fois le diamètre moyen de la colonne dans l'argile. Ceci est conforme aux constatations de Hughes et Withers (1974), selon lesquelles une colonne ballastée peut se rompre par expansion latérale, dans un sol homogène, sur une hauteur comprise entre 3 à 4 fois le diamètre de la colonne. Toutefois, les deux inclinomètres indiquent très nettement la rupture de la colonne à - 2,5 m de profondeur, à la limite de l'argile limoneuse molle et l'argile ferme à passages sableux. La colonne s'est donc rompue par expansion latérale dans la zone où l'étreinte latérale était la plus faible.

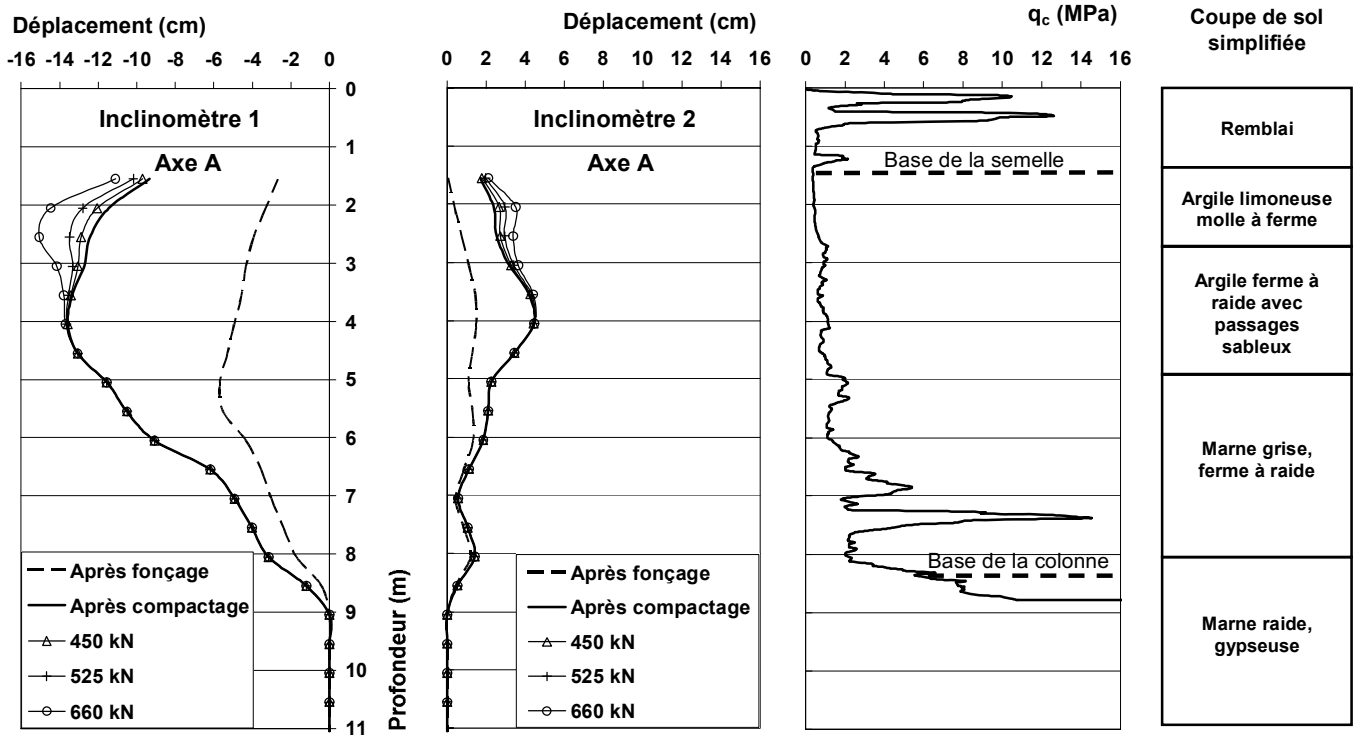


Figure III 19 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 1 (gauche) et 2 (droite), selon l'axe A, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.

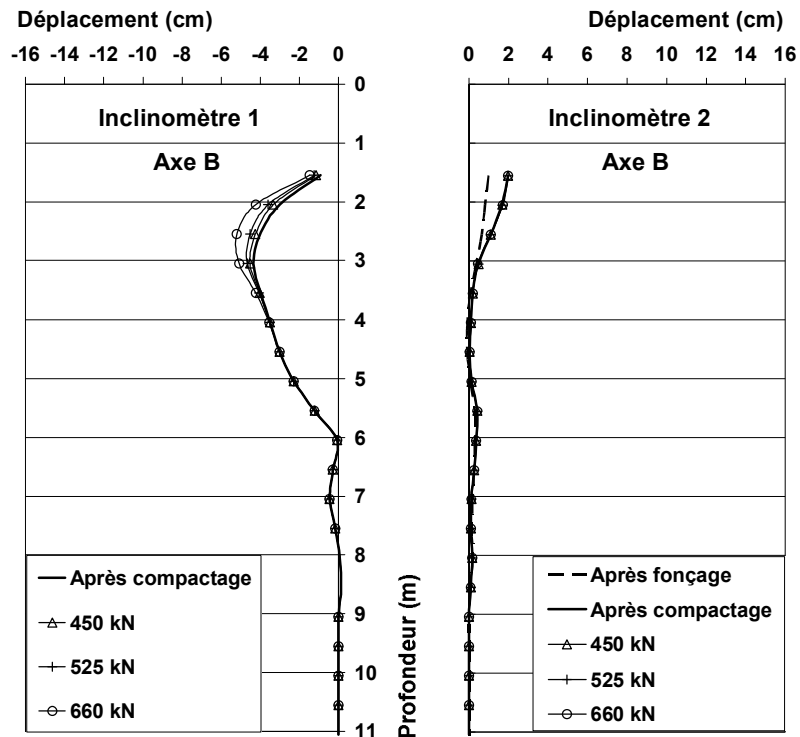


Figure III 20 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 1 (gauche) et 2 (droite), selon l'axe B.

III.2.2. Inclinomètre situé à proximité du sol naturel chargé par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m

Les déplacements latéraux selon l'axe A et B mesurés par l'inclinomètre 3, à la charge de 150 et 400 kN appliquée sur la semelle, sont présentés sur la figure III 21. Cette même figure donne également le sondage de pénétration statique réalisé à proximité (CPT 3) et la coupe lithologique simplifiée établie à partir du sondage carotté. Cette figure permet de constater que, selon l'axe A, les déplacements latéraux sont très faibles à 150 kN (< 0,3 cm) et atteignent 2,5 cm à 400 kN entre - 1,5 et - 2 m de profondeur. Par ailleurs, les déplacements restent localisés sous la base de la semelle, entre -1,5 et - 3 m de profondeur, c'est-à-dire dans la couche d'argile limoneuse molle. Les déplacements latéraux de l'axe B restent nuls lors du chargement.

III.2.3. Comparaison des résultats inclinométriques à proximité des semelles 1,2 x 1,2 x 0,5 m

Seule une comparaison qualitative des déplacements mesurés lors du chargement des semelles est effectuée compte tenu de la différence de localisation des inclinomètres par rapport aux semelles. La comparaison des figures III 19 et III 21 permet de constater que la présence de la colonne ballastée n'a pas déplacé la zone de rupture du sol sous la semelle. En effet, cette zone reste limitée dans la partie supérieure, entre - 1,5 et - 2,5 m de profondeur. De plus, la valeur de ce déplacement est identique sur le premier demi mètre. Cependant, la profondeur de la zone d'expansion de la colonne, de - 1,5 à - 4 m, est plus importante que pour le sol naturel, de - 1,5 à - 3 m. Ceci indique que la colonne transfère une partie de la charge jusqu'à une profondeur plus importante.

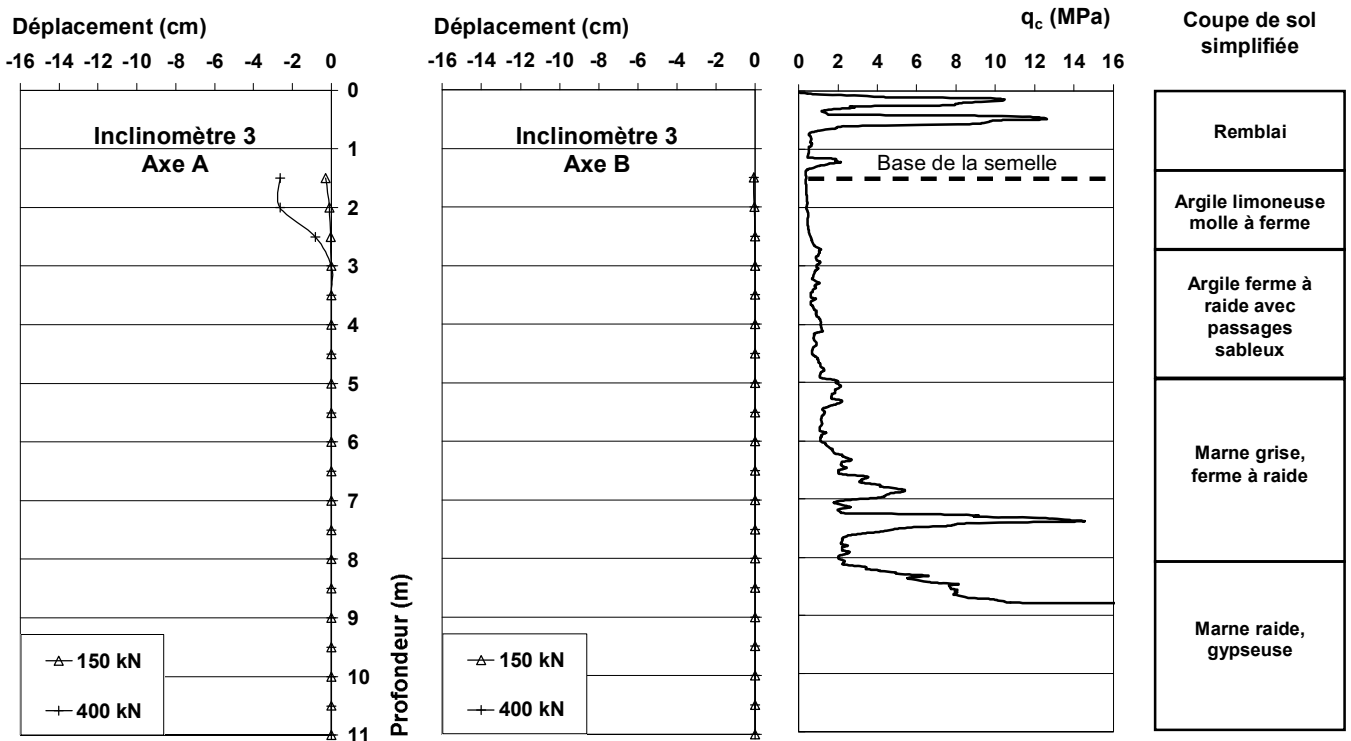


Figure III 21 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 3, selon l'axe A et selon l'axe B, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.

III.2.4. Inclinomètres 4 et 5 à proximité de la colonne 1 du groupe des trois colonnes chargées par la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m

Les inclinomètres 4, 5 et 6 sont situés respectivement à 0,57 et 0,79 m de l'axe de la colonne 1, et à 0,71 m de l'axe de la colonne 3. Bien que les inclinomètres 4, 5 et 6 mesurent les déplacements latéraux du groupe des trois colonnes, leur analyse est effectuée en deux temps. Premièrement, ce sont les déplacements des deux premiers inclinomètres qui sont analysés, car ils sont tous les deux à proximité de la première colonne. Dans une deuxième partie, ce sont les déplacements des inclinomètres 4 et 6 qui sont analysés car ils sont situés sur deux côtés opposés de la semelle.

Les déplacements latéraux selon l'axe A mesurés par les inclinomètres 4 et 5, à la fin du fonçage et à la fin du compactage de la colonne 1, ainsi qu'à la fin de la réalisation des trois colonnes, puis à différents paliers de chargement de la semelle, sont présentés sur la figure III 22. La figure III 23 présente les déplacements mesurés par l'axe B de ces inclinomètres. Ces figures présentent également le sondage de pénétration statique réalisé avant la mise en place des colonnes (CPT 2) et la coupe lithologique simplifiée établie à partir du sondage carotté.

III.2.4.1. Déformations latérales dues à la réalisation des colonnes

Selon l'axe A de l'inclinomètre 4 (figure III 22), le déplacement de l'argile est important jusqu'à sa base, soit - 5 m, lors du fonçage ainsi que lors du compactage de la colonne. Le déplacement de la marne reste important lors du fonçage alors que le compactage a eu nettement moins d'influence que dans l'argile. Ceci est en accord avec les mesures des inclinomètres 4 et 5. Immédiatement après compactage, le déplacement de l'argile est compris entre 5,8 et 10,5 cm, à - 1,5 et - 4 m de profondeur, alors que celui de la marne varie entre 4,9 et 2,4 cm, à - 5,5 (et - 8 m) et - 8,5 m de profondeur. Le déplacement maximal de la marne se situe dans de la couche marneuse ayant une faible résistance de pointe à - 8 m, soit 0,7 MPa, alors que cette résistance est égale à environ 3 MPa à - 5,5 m. Entre la fin du compactage de cette première colonne et la réalisation des colonnes 2 et 3, le déplacement relatif du sol varie, dans l'argile, de 2,2 à 0,6 cm à - 2 et - 5 m de profondeur, alors qu'il est inférieur à 0,5 cm dans la marne. Ceci démontre que la mise en place des deux autres colonnes a entraîné un déplacement supplémentaire de l'argile, à proximité de la première colonne. L'intensité maximale de ce déplacement supplémentaire est localisée dans l'argile molle à ferme (- 1,5 à - 3 m de profondeur). Ceci montre que la mise en place successive de colonnes au sein de groupes réduits peut avoir une certaine influence sur leurs diamètres respectifs. L'axe A de cet inclinomètre a donc mesuré des déplacements, après mise en place des trois colonnes, variant de 7,7 à 11,3 cm à -1,5 et - 4 m de profondeur, dans l'argile, et de 5,4 à 2,6 cm à - 5,5 et - 8,5 m de profondeur dans la marne.

Par ailleurs, selon l'axe A de l'inclinomètre 5, le déplacement de l'argile est important jusqu'à sa base, soit - 5 m, lors du fonçage ainsi que lors du compactage de la colonne. Le déplacement de la marne reste important lors du fonçage alors que le compactage a eu nettement moins d'influence que dans l'argile. Immédiatement après compactage, le déplacement de l'argile est compris entre 4,6 et 6,3 cm, à - 3 et - 4 m de profondeur, alors que celui de la marne varie entre 4,2 et 1,6 cm, à - 6,5 et - 8,5 m de profondeur. Le déplacement maximal de la marne se situe dans de la couche marneuse ayant une faible résistance de pointe à - 6,5 m, soit 0,7 MPa. Entre la fin du compactage de cette première colonne et la réalisation des colonnes 2 et 3, le déplacement relatif du sol varie, dans l'argile, de 3,2 à 2 cm à - 1,5 (et -4,5) et - 3 m de profondeur, alors qu'il est inférieur à 1,5 cm dans la marne. Ceci démontre que la mise en place des deux autres colonnes a entraîné un déplacement supplémentaire de l'argile, en avant de la première colonne. L'intensité maximale de ce déplacement supplémentaire est localisée dans l'argile molle à ferme (-

1,5 à - 3 m de profondeur). Ceci montre que la mise en place successive de colonnes au sein de groupes réduits peut avoir une certaine influence sur leurs diamètres respectifs. L'axe A de cet inclinomètre a mesuré des déplacements, après mise en place des trois colonnes, variant de 9,3 à 6,7 cm à - 4 (et -4,5 m) et - 3 m de profondeur, dans l'argile, et de 7,3 à 2,4 cm à -5 et - 8,5 m de profondeur, dans la marne. Par ailleurs, l'intensité des déplacements coïncide relativement bien avec les résistances relatives des différentes couches de sol en présence. En effet, aux couches de faible résistance (argile molle à ferme) sont associés les déplacements les plus importants.

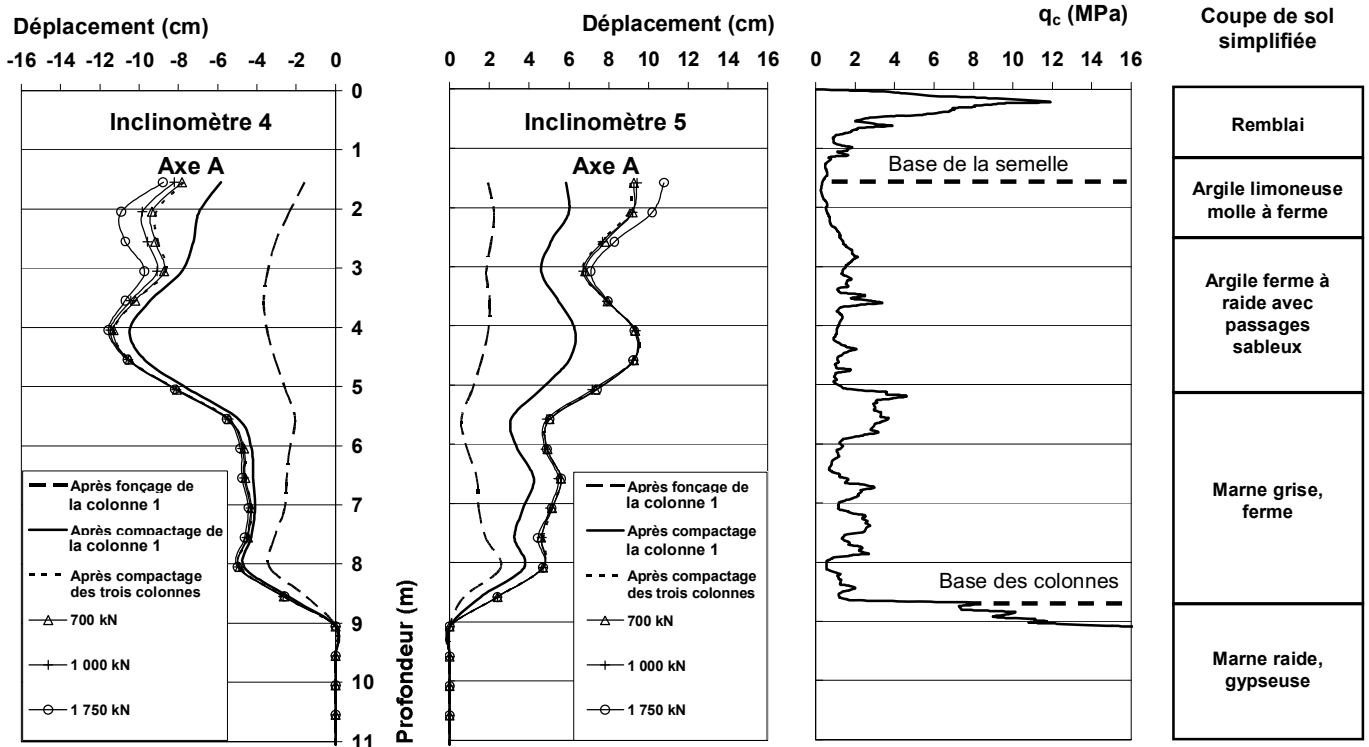


Figure III 22 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 4 et 5, selon l'axe A, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.

Selon l'axe B de l'inclinomètre 4 (figure III 23), lors du fonçage de la colonne, les déplacements de l'argile sont inférieurs à ceux de la marne, ce qui est contradictoire avec les autres mesures inclinométriques. Cependant, à la fin de la réalisation de la première colonne, les déplacements de l'argile varient de 4,4 à 1,7 cm à - 4,5 et - 2 m de profondeur, et dans la marne de 2,3 à 4,2 cm à - 8,5 et - 8 m de profondeur. Entre la fin du compactage de cette première colonne et la réalisation des colonnes 2 et 3, le déplacement relatif du sol est inférieur à 1 cm dans l'argile et est inférieur à 0,25 cm dans la marne. Ceci démontre que la mise en place des deux autres colonnes n'a pas eu d'influence sur les déplacements mesurés par cet axe. Cependant, les déplacements mesurés après la réalisation des trois colonnes varient de 2,2 à 4,8 cm à - 2,5 et - 4,5 m de profondeur, dans l'argile, et de 2,3 à 4,2 cm à - 8,5 et - 8 m de profondeur, dans la marne.

Selon l'axe B de l'inclinomètre 5 (figure III 23), le déplacement des sols est faible, inférieur à 1,2 cm après le fonçage du vibreur pour la réalisation de la colonne 1. Cependant, à la fin de la réalisation de cette première colonne, les déplacements de l'argile varient de 1,7 à 4,1 cm à - 3 et - 4,5 m de profondeur dans l'argile, et 0,8 à 2 cm à - 8,5 et - 6,5 m de profondeur dans la marne. Après la fin du compactage de la première colonne, les déplacements sont dirigés vers les deux autres colonnes, soit dans le sens positif de cet axe. Puis, entre la fin du compactage de cette

première colonne et la réalisation des colonnes 2 et 3, les déplacements relatifs du sol sont dans le sens négatif de l'axe, soit vers la première colonne. Cela démontre que la réalisation des deux dernières colonnes a eu, comme par rapport à l'axe A de cet inclinomètre (5), une incidence sur les déplacements du sol à proximité de la première colonne. Ces déplacements relatifs varient de 2 à 1 cm à - 2 (et - 2,5 m) et - 5 m de profondeur dans l'argile, et 1 à 0,2 cm à - 6 et - 8,5 m dans la marne. Ainsi, les déplacements totaux mesurés à la fin de la réalisation de l'ensemble des colonnes varient de - 0,1 à 2,6 cm à - 2,5 et - 4,5 m de profondeur dans l'argile, et de 1 à 0,2 cm à - 7 et - 6 m de profondeur.

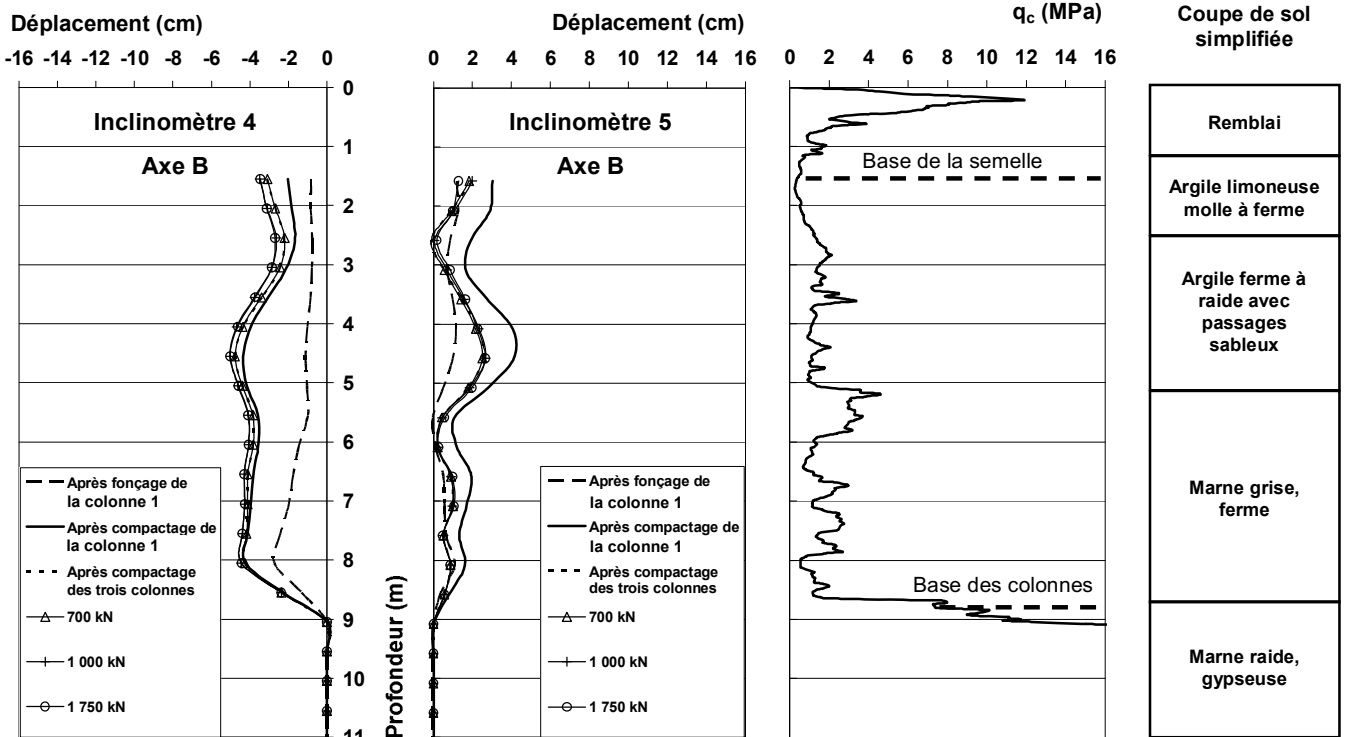


Figure III 23 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 4 et 5, selon l'axe B, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.

III.2.4.2. Déformations latérales dues au chargement de la semelle

Lors du chargement de la semelle jusqu'à 1 750 kN, une augmentation de la déformation du sol sur 2,5 m (de -1,5 à - 4 m) et sur 2 m (de - 1,5 à - 3,5 m) est constatée par l'axe A, respectivement, de l'inclinomètre 4 et 5 (figure III 22), et dans une moindre mesure par les axes B (figure III 23) de ces mêmes inclinomètres. Cette profondeur correspond à environ 3 fois le diamètre moyen de la colonne dans l'argile. Ceci est conforme aux constatations de Hughes et Withers (1974), selon lesquelles une colonne ballastée peut se rompre par expansion latérale, dans un sol homogène, sur une hauteur comprise entre 3 à 4 fois le diamètre de la colonne. Par ailleurs, la rupture se produit dans le sol dont les caractéristiques géomécaniques sont les plus faibles, c'est-à-dire l'argile molle à ferme. Toutefois, les déplacements mesurés par les deux inclinomètres ne sont pas identiques et induisent ainsi un profil de déformation de la colonne qui est fonction de sa position par rapport à la semelle. En effet, l'inclinomètre 4 indique une rupture par expansion latérale, alors que l'inclinomètre 5 montre plutôt un évasement de la tête de la colonne. Ceci peut provenir du fait que le premier inclinomètre mesure les déplacements d'une zone de la colonne qui est sous l'emprise de la semelle alors que le second mesure ceux d'une zone de la colonne qui n'est pas

sous l'emprise de la semelle mais en bordure de celle-ci. Les déplacements mesurés par le premier inclinomètre indiquent un déplacement maximal d'environ 3 cm entre - 2 et - 2,5 m de profondeur, alors que le deuxième inclinomètre indique un déplacement maximal de 2 cm à -1,5 m de profondeur.

Par ailleurs, les déplacements mesurés par les axes B de ces deux inclinomètres lors du chargement sont inférieurs à 0,5 cm et sont donc considérés comme insignifiants.

III.2.5. Inclinomètres 4 et 6

Les déplacements latéraux selon l'axe A mesurés par les inclinomètres 4 et 6, lors de différentes phases de réalisation des colonnes 1 et 3, ainsi qu'à différents paliers de chargement de la semelle, sont présentés sur la figure III 24. La figure III 25 présente les déplacements mesurés par l'axe B de ces deux derniers inclinomètres.

L'analyse des déplacements de l'inclinomètre 4 ne sera pas effectuée ici car elle a déjà été réalisée au paragraphe précédent.

III.2.5.1. Déformations latérales dues à la réalisation des colonnes

Selon l'axe A de l'inclinomètre 6 (figure III 24), le déplacement de l'argile est important jusqu'à sa base, soit - 5 m, lors du fonçage ainsi que lors du compactage de la colonne. Le déplacement de la marne reste important lors du fonçage alors que le compactage a eu nettement moins d'influence que dans l'argile. Ceci est en accord avec les mesures des inclinomètres précédents. La réalisation de la première colonne, 1, a eu très peu d'influence sur les déplacements mesurés par cet inclinomètre. En effet, les déplacements sont inférieurs à 0,5 cm dans l'argile et à 0,2 cm dans la marne. La réalisation de la deuxième colonne a eu une faible influence sur les déplacements mesurés par cet inclinomètre. En effet, les déplacements sont compris entre 0,3 et 2,3 cm dans l'argile, alors qu'ils sont inférieurs à 1 cm dans la marne. Immédiatement après compactage de la dernière colonne, le déplacement de l'argile est compris entre 6,4 et 10,6 cm, à - 3 et - 4,5 m de profondeur, alors que celui de la marne varie entre 4,1 et 0,8 cm, à - 6,5 et - 8,5 m de profondeur.

En comparaison avec les axes B des autres inclinomètres, celui de l'inclinomètre 6 (figure III 25) indique des déplacements relativement importants. Cependant, après la réalisation de la première colonne, les déplacements sont faibles, inférieurs à 0,5 cm dans l'argile et très faibles dans la marne, inférieurs à 0,2 cm. Après la réalisation de la deuxième colonne, ces déplacements varient de 1,4 à 3,1 cm à - 3 et - 1,5 m de profondeur, dans l'argile, et sont inférieurs à 1,4 cm dans la marne. Immédiatement après la fin de la réalisation de la troisième et dernière colonne, les déplacements de l'argile varient de 6,5 à 9,7 cm à - 3 et - 4,5 m de profondeur, et dans la marne de 5,4 à 0,8 à - 6,5 et - 8,5 m de profondeur.

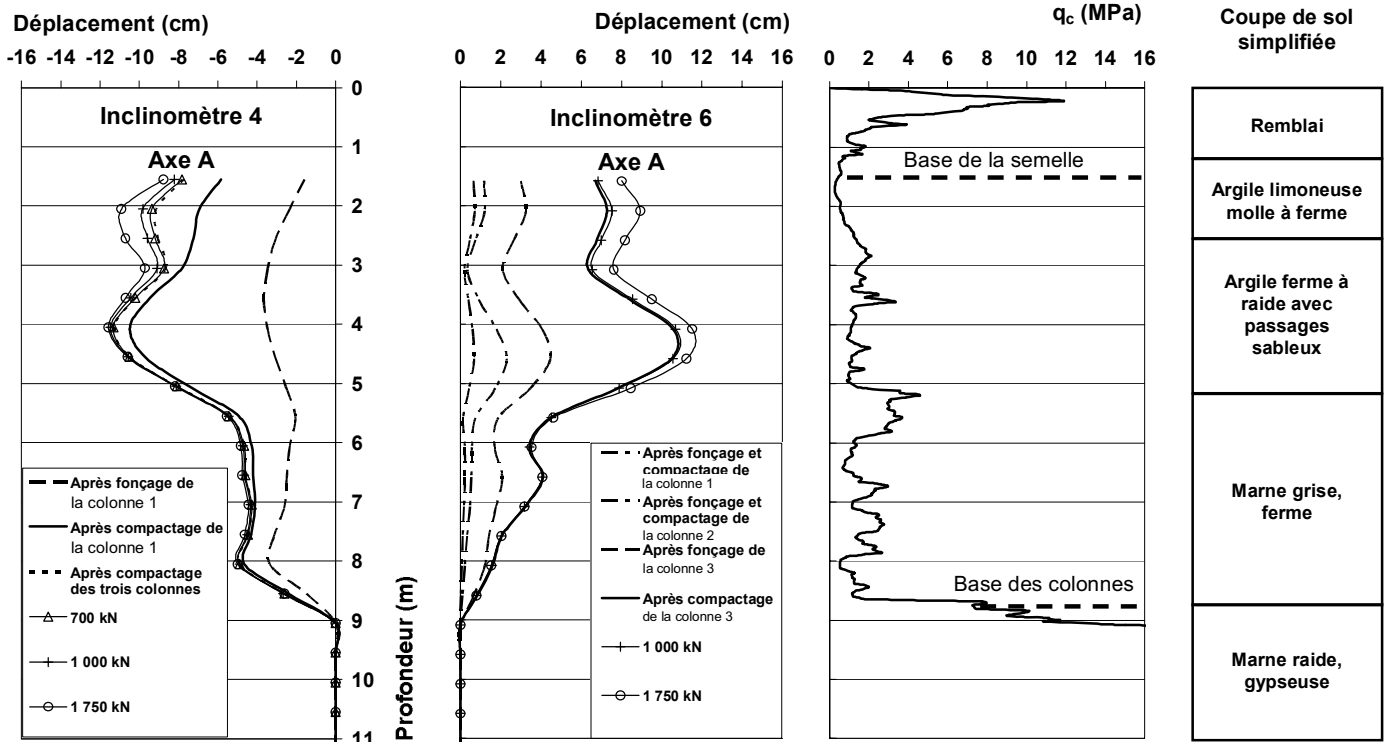


Figure III 24 - Déplacements cumulés de l'inclinomètre 4 et, selon l'axe A, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.

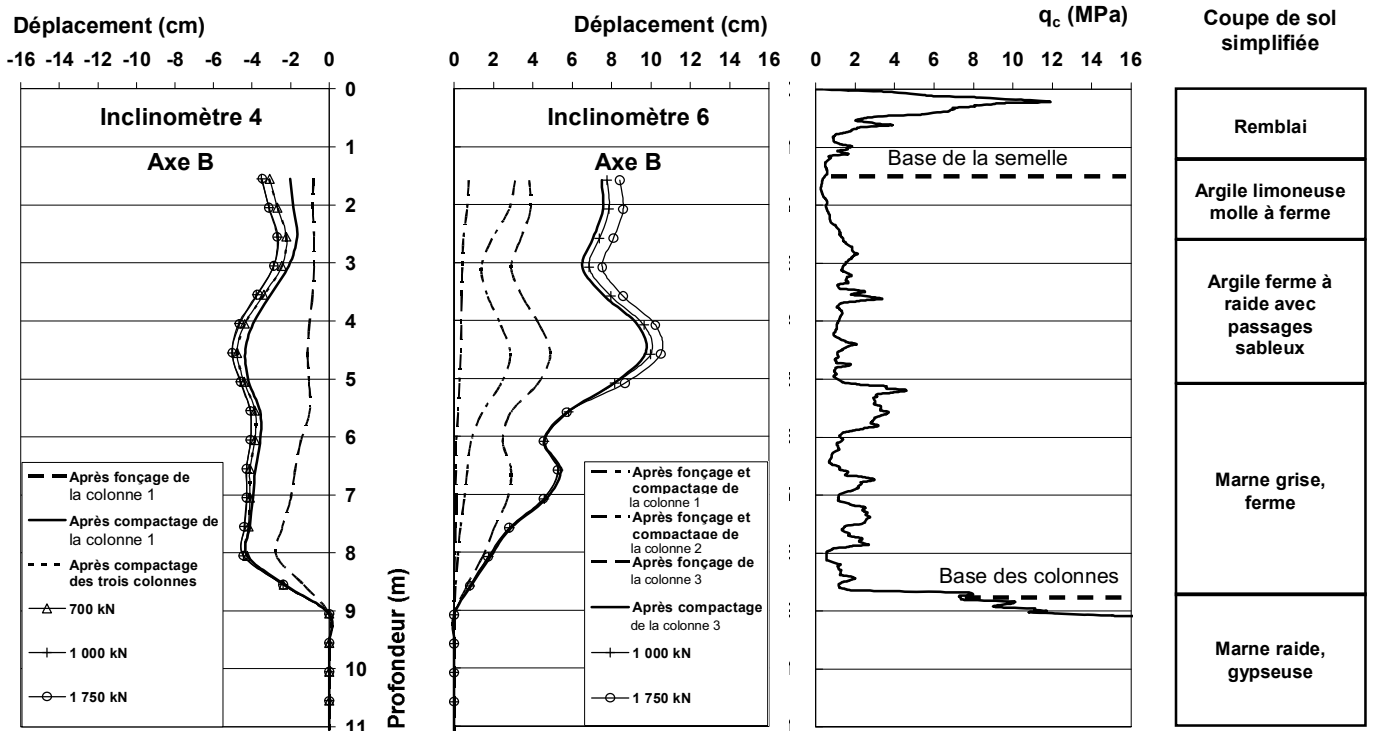


Figure III 25- Déplacements cumulés de l'inclinomètre 4 et 6, selon l'axe B, résistance de pointe du sol et coupe de sol simplifiée.

III.2.5.2. Déformations latérales dues au chargement de la semelle

Lors du chargement de la semelle jusqu'à 1 750 kN, une augmentation de la déformation du sol sur 3,5 m (de -1,5 à - 5 m) est constatée par les axes A et B de l'inclinomètre 6 (figures III 24 et III 25). Cependant, les déplacements maximums de l'axe A, 1,4 cm, sont localisés de - 1,5 à - 2,5 m de profondeur, soit dans l'argile limoneuse molle à ferme. Les déplacements maximums de l'axe B sont deux fois moins importants que ceux de l'axe A et sont aussi localisés dans cette couche d'argile. Cet inclinomètre indique donc que cette colonne ballastée s'est rompue par expansion latérale sur une hauteur plus importante que la première. Ceci est peut être dû au fait de sa position par rapport à la semelle. En effet, il semblerait que la charge ait été transmise à une plus grande profondeur que pour la colonne 1.

III.2.6. Conclusion

La mise en place d'inclinomètres avant la réalisation de colonnes ballastées et à grande proximité (distance axe inclinomètre à axe colonne \approx 0,7 m) de celles-ci, a permis de suivre l'évolution des déplacements du sol pendant les différentes phases de réalisation d'une colonne (fonçage et compactage) ainsi que lors des étapes de chargement des semelles. Les distances à l'axe théorique des colonnes varient de 0,57 à 0,79 m. L'inclinomètre 3 a permis de suivre les déplacements du sol à proximité de la semelle, de mêmes caractéristiques que celle sur la colonne isolée, mais posée sur le sol non amélioré, lors de son chargement.

Lors des phases de réalisation de la colonne isolée, les inclinomètres 1 et 2 situés de part et d'autre de cette colonne, ont permis de constater que les déplacements :

- sont nettement plus importants dans l'argile que dans la marne. Ceci est tout à fait conforme aux résistances relatives des ces deux sols ;
- ne sont pas identiques, pour une même couche de sol, compte tenu de la distance respective des deux inclinomètres par rapport à l'axe théorique de la colonne, de la non homogénéité du sol, et de l'orientation du vibreur ;
- de l'axe A sont supérieurs, d'un facteur 2 à 2,5, de ceux de l'axe B. Ceci est dû au fait que la colonne s'est développée dans une direction parallèle aux axes A de ces inclinomètres.

Lors des phases de chargement de la semelle, ces deux inclinomètres ont permis de constater une augmentation des déplacements du sol sur 2,5 m (de -1,5 à - 4 m). Cette profondeur correspond à environ 3 fois le diamètre moyen de la colonne dans l'argile. Ceci est conforme aux constatations de Hughes et Withers (1974), selon lesquelles une colonne ballastée peut se rompre par expansion latérale, dans un sol homogène, sur une hauteur comprise entre 3 à 4 fois le diamètre de la colonne. Toutefois, les deux inclinomètres indiquent très nettement la rupture de la colonne à - 2,5 m de profondeur, à la limite de l'argile limoneuse molle à ferme et l'argile ferme à passages sableux.

La comparaison des déplacements mesurés par les inclinomètres placés à proximité de la colonne (inclinomètres 1 et 2) avec ceux de l'inclinomètre 3 de la zone non améliorée montre que, dans le cas du sol seul, la zone de rupture reste limitée dans la partie supérieure, entre - 1,5 et - 2,5 m de profondeur. De plus, la valeur de ce déplacement est identique sur le premier demi mètre. Cependant, la profondeur de la zone d'expansion de la colonne, de - 1,5 à - 4 m, est plus

importante que pour le sol naturel, de - 1,5 à - 3 m. Ceci indique que la colonne transfère une partie de la charge jusqu'à une profondeur plus importante.

Lors de la réalisation du groupe des trois colonnes ballastées, les inclinomètres 4, 5 et 6 situés, pour les deux premiers à proximité de la première colonne, et pour le dernier, à proximité de la troisième et dernière colonne, ont permis de constater que les déplacements :

- sont nettement plus importants dans l'argile que dans la marne. Ceci est tout à fait conforme aux résistances relatives de ces deux sols ;
- ne sont pas identiques, pour une même couche de sol, compte tenu de la distance respective des deux inclinomètres par rapport à l'axe théorique de la colonne, de la non homogénéité du sol, et de l'orientation du vibreur ;
- de l'axe A sont supérieurs, d'un facteur 2, de ceux de l'axe B, sauf dans le cas du dernier inclinomètre. Pour cet inclinomètre, les déplacements sont quasiment identiques. Pour les deux premiers inclinomètres, ceci est dû au fait que la colonne s'est développée préférentiellement dans une direction parallèle aux axes A, alors que pour le dernier, la colonne s'est développée de manière plus homogène ;

Par ailleurs, les inclinomètres ont permis de mettre en évidence l'influence de la construction successive des trois colonnes sur les déplacements observés.

Lors des phases de chargement de la semelle, les deux premiers inclinomètres (4 et 5), proches de la première colonne, ont permis de constater une augmentation de la déformation du sol sur 2 à 2,5 m à partir de la base de la semelle, dans le sol dont les caractéristiques géomécaniques sont les plus faibles. Toutefois, les déplacements mesurés par les deux inclinomètres ne sont pas identiques et induisent ainsi un profil de déformation de la colonne qui est fonction de sa position par rapport à la semelle. En effet, l'inclinomètre 4 indique une rupture par expansion latérale, alors que l'inclinomètre 5 montre plutôt un évasement de la tête de la colonne. Ceci peut provenir du fait que le premier inclinomètre mesure les déplacements d'une zone de la colonne qui est sous l'emprise de la semelle alors que le second mesure ceux d'une zone de la colonne bordure de celle-ci. Par ailleurs, lors du chargement de la semelle, une augmentation de la déformation du sol sur 3,5 m, à partir de la base de la semelle, est constatée par les axes A et B de l'inclinomètre 6. Cependant, les déplacements maximums sont localisés de - 1,5 à - 2,5 m de profondeur, soit dans l'argile limoneuse molle à ferme. Cet inclinomètre indique donc que la colonne ballastée 3 s'est rompue par expansion latérale sur une hauteur plus importante que la première. Ceci est peut être dû au fait de sa position par rapport à la semelle. En effet, il semblerait que la charge ait été transmise à une plus grande profondeur que pour la première colonne. Enfin, ces inclinomètres démontrent la continuité des colonnes et qu'elles sont toutes posées sur le substratum marneux.

Après avoir analysé les relevés inclinométriques, les pressions interstitielles mesurées par les différents capteurs vont être présentées et interprétées dans la suite de ce mémoire.

III.3. SONDES DE PRESSION INTERSTITIELLE

Les sondes de pression interstitielle, dont un schéma de principe est présentée sur la figure II 22 (chapitre II), ont été placés à proximité de la semelle sur la colonne isolée, de la semelle sur le sol non amélioré, au centre de la semelle sur les trois colonnes, en bordure de cette même semelle et au centre de la semelle, ayant les mêmes caractéristiques que la dernière

semelle, posée sur le sol non amélioré. Par ailleurs, des sondes ont été placées dans une zone à environ 30 m de la partie où sont effectués les travaux de réalisation des colonnes et de leur chargement. Cette zone est considérée comme la référence, notée ZNC (Zone Non Chargée), pour l'ensemble des sondes. Les figures II 19 à II 21 (chapitre II) présentent l'emplacement exact de l'ensemble de ces sondes. Celles-ci ont été installées avant toute intervention sur le site afin de déterminer la variation de pression interstitielle du sol lors de la réalisation des colonnes, ainsi que lors du chargement des semelles. Par ailleurs, ces sondes ont été installées afin de déterminer si les colonnes ballastées ont un rôle bénéfique quant à la diminution de l'excès de pression interstitielle. Les sondes à 1,5 et 3 m de profondeur ont été installées à ces profondeurs afin de détecter d'éventuelles variations de pression interstitielle lors de la rupture de la colonne. Cependant, avant la présentation et l'analyse des mesures, il faut tenir compte de certains paramètres (pression atmosphérique, température de l'air, pluviométrie). Par ailleurs, compte tenu du nombre limité de sondes et de canaux d'enregistrements, les mesures ne sont pas systématiquement effectuées en continu.

III.3.1. Paramètres pouvant influencer les mesures

La figure III 26 présente la variation de la pression interstitielle mesurée par les sondes à 1,5, 3 et 4,5 m de profondeur de la zone de référence ainsi que la variation de la pression atmosphérique, du 28/01/2006 12h au 04/02/2006 23h. Les données brutes ont été corrigées en tenant compte de la pression atmosphérique, par l'élimination des variations autour de la valeur de référence de 100 kPa (1 bar). Afin d'éliminer toute modification de la pression interstitielle due à un apport d'eau extérieur, cette période a été choisie car c'est la seule qui corresponde à un laps de temps aussi important sans pluviométrie. Les cotes piézométriques des trois sondes ne sont pas rigoureusement identiques et les écarts ne sont pas constants. Mise à part une erreur de nivellement, cette différence peut provenir d'écoulements parasites entre les différents sondes, soit par le terrain naturel, soit par le forage dans lequel ils sont placés, bien que les intervalles filtrants des sondes aient été soigneusement isolés entre eux. L'ensemble des sondes indique que la pression atmosphérique influence les mesures de pression interstitielle, et c'est la sonde à 1,5 m de profondeur qui est la plus sensible à cette pression.

La figure III 27 présente la variation de la pression interstitielle mesurée par les sondes à 1,5, 3 et 4,5 m de profondeur de la zone de référence ainsi que la variation de la température sous abri, pour la même période. En revanche, les données brutes n'ont pas été corrigées en tenant compte de la température. En effet, la variation de la température, par exemple de - 12 à + 10 °C, n'a aucun effet notable sur les mesures des pressions interstitielles alors que ces dernières sont nettement corrélées à la variation de la pression atmosphérique (figure III 26).

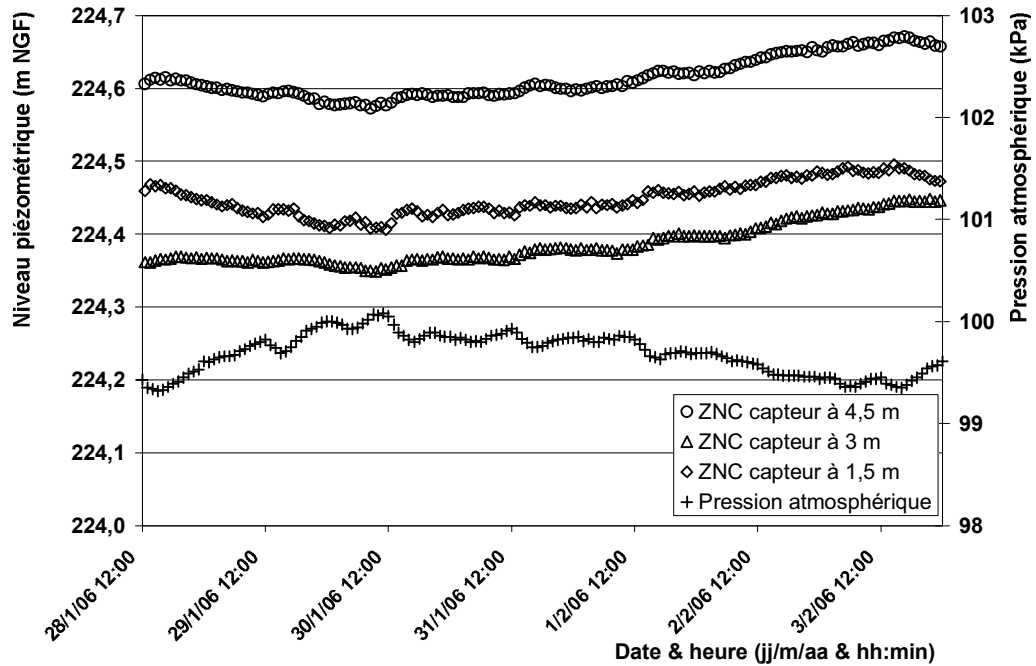


Figure III 26 - Variation de la pression interstitielle mesurée par les sondes de la zone de référence, ainsi que de la pression atmosphérique, pendant une période de pluviométrie nulle.

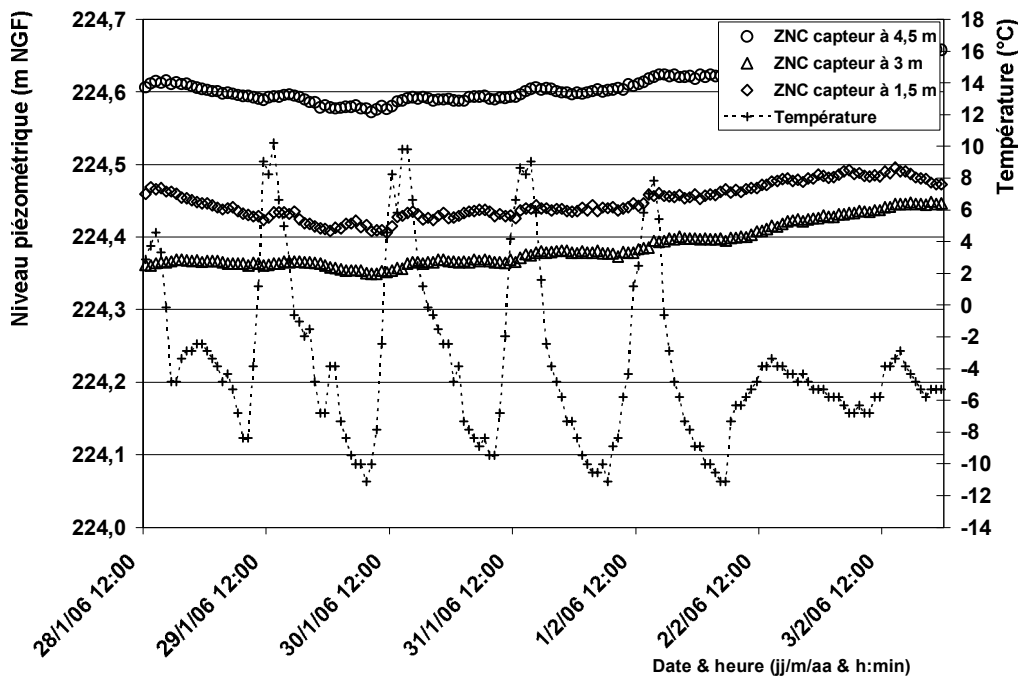


Figure III 27 - Variation de la pression interstitielle mesurée par les sondes de la zone de référence, ainsi que de la température, pendant une période de pluviométrie nulle.

La figure III 28 présente la variation de la pression interstitielle nette à 1,5 m de profondeur à proximité de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur la colonne ballastée, de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur sol naturel ainsi que pour la Zone Non Chargée (ZNC), et la différence de pression interstitielle par rapport à ZNC, en fonction du temps. La différence de pression interstitielle est toujours calculée par rapport à la zone non chargée. Il apparaît très nettement sur cette figure qu'une longue période pluvieuse, notée sur la figure, entraîne d'importantes perturbations des mesures de

pression interstitielle. Or c'est pendant cette période que l'excès de pression interstitielle créée lors de la réalisation des colonnes se dissipe. Cependant, les niveaux piézométriques peuvent varier de plus de 0,5 m à la suite d'un événement pluvieux, en fonction de la hauteur d'eau de pluie. Par ailleurs, les sondes ne réagissent pas de la même intensité compte tenu de l'hétérogénéité des terrains. Ainsi, il est donc particulièrement délicat d'en interpréter les variations et il a été jugé inutile de prendre en compte les mesures de pression interstitielle des sondes situées à 1,5 m de profondeur compte tenu de leur très forte dépendance aux apports d'eau lors d'événements pluvieux.

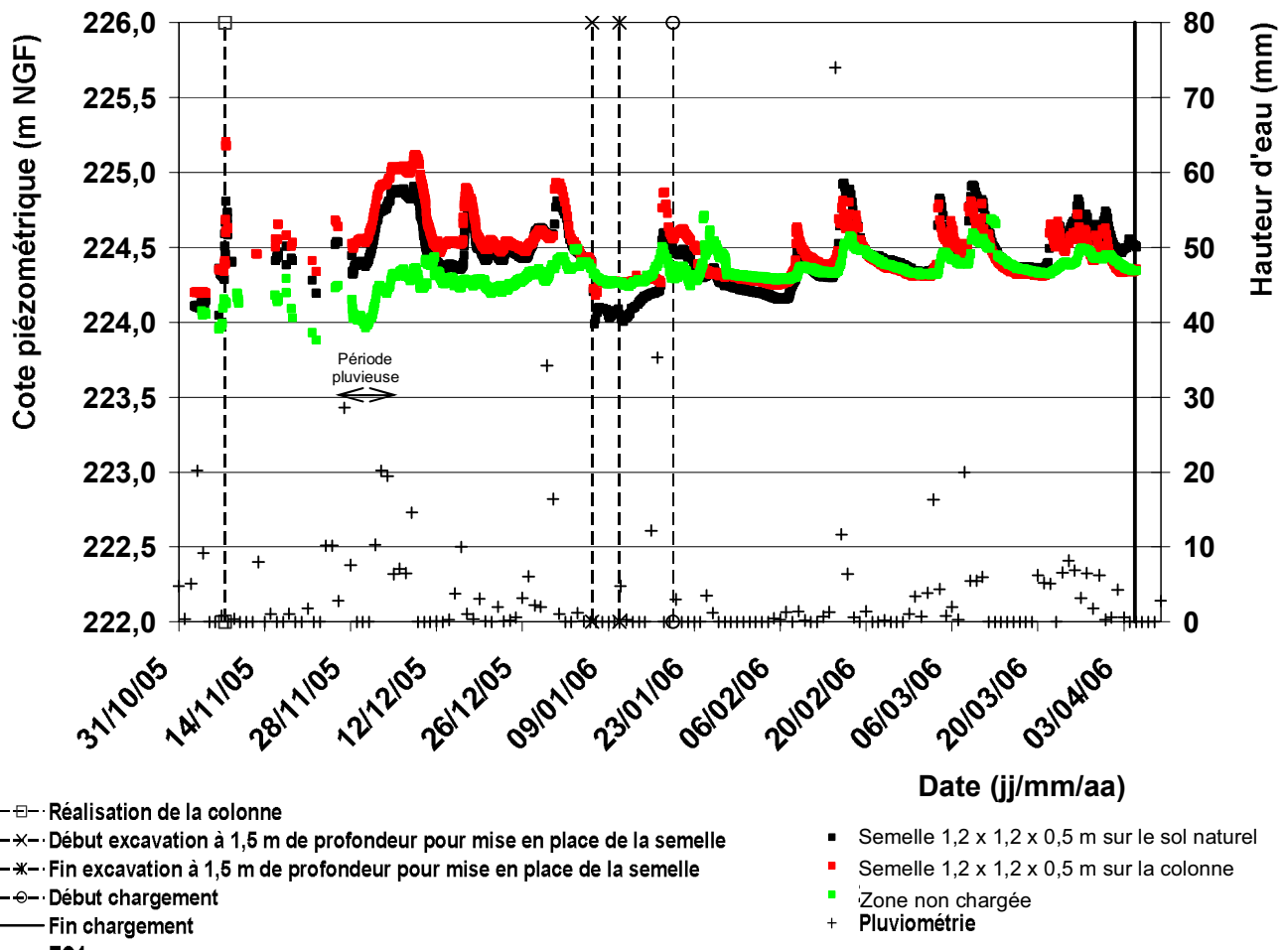


Figure III 28 - Variation de la pression interstitielle nette à 1,5 m de profondeur pour la zone chargée avec une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne, une même semelle sur le sol naturel, la zone non chargée, et différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée, et pluviométrie en fonction du temps.

III.3.2. Analyse des mesures de la zone chargée avec une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel

Avant le début de la construction de la colonne isolée, la différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée était de - 0,7 et - 0,6 kPa, pris comme référence, à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur à proximité de la zone non améliorée. Ces différences de pression interstitielle aux deux profondeurs citées sont relativement proches. En effet, une différence de 0,1 kPa indique un écart de seulement 0,01 m du niveau piézométrique.

Immédiatement après la fin de la réalisation de la colonne, la différence de pression interstitielle atteint 14,6 et 18,5 kPa à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur à proximité de la zone non améliorée. Ensuite, les différences de pression interstitielle des sondes de pression interstitielle n° 2, à 4,5 m se stabilisent relativement rapidement. En effet, dix jours après la réalisation de la colonne, cette différence est revenue à son état initial, soit - 0,6 kPa. Cela n'empêche pas à cette sonde certaines variations occasionnelles lors d'épisodes pluvieux. Ce n'est qu'à partir du 04/01/2006, soit 58 jours après la réalisation de la colonne, que les différences de pression interstitielle des sondes n°2, à 3 m de profondeur se stabilisent au même niveau que celles des sondes n°2, à 4,5 m de profondeur, sauf lors d'épisodes pluvieux.

Deux jours avant le chargement (19/01/2006), la différence de pression interstitielle entre les sondes amorce une remontée, probablement due à un apport d'eau par la neige fondue qui était tombée fin décembre 2005. Ainsi, deux et trois jours après le début du chargement, respectivement à 4,5 et 3 m de profondeur, les différences de pression interstitielle sont retombées à leur état précédant la perturbation par l'apport d'eau, soit le 15/01/2006. Dans ces conditions, il est donc délicat de distinguer une augmentation de la différence de pression interstitielle imputable au chargement de la colonne isolée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m. Ensuite, se distingue une période pendant laquelle la différence de pression interstitielle à 3 m est inférieure à celle à 4,5 m, soit du 29/01/2006 au 08/02/2006. La quasi absence de pluviométrie pendant cette période peut induire une variation plus importante de la différence de pression interstitielle à 3 m qu'à un niveau plus profond, considéré moins sensible aux conditions superficielles. Puis, pendant toute la durée du chargement, soit jusqu'au 04/04/2006, la différence de pression interstitielle à 3 m est identique à celle à 4,5 m sauf lors d'épisodes pluvieux, et est légèrement croissante. Cette croissance est constante depuis le début des mesures de pression interstitielle. En effet, la différence de pression interstitielle, à 4,5 m de profondeur, était de - 0,6 kPa à l'état initial et a atteint 0,4 kPa en fin d'essai de chargement. Soit une variation de + 1 kPa, c'est-à-dire + 0,1 m d'eau.

Les figures III 29 et III 30 présentent la différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée, en fonction du temps à 3 et 4,5 m de profondeur pour la zone chargée par une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne ballastée et pour la zone chargée par une même semelle sur le sol naturel. Ces figures présentent aussi différentes étapes des interventions humaines réalisées à proximité des sondes. Il s'agit de la réalisation :

- de la colonne ballastée ;
- de l'excavation, début et fin, pour la mise en place des capteurs de pression totale verticale et des semelles ;
- du chargement, début et fin, des semelles.

Les figures III 29 et III 30 sont interprétées dans la suite de ce paragraphe en fonction des différentes étapes.

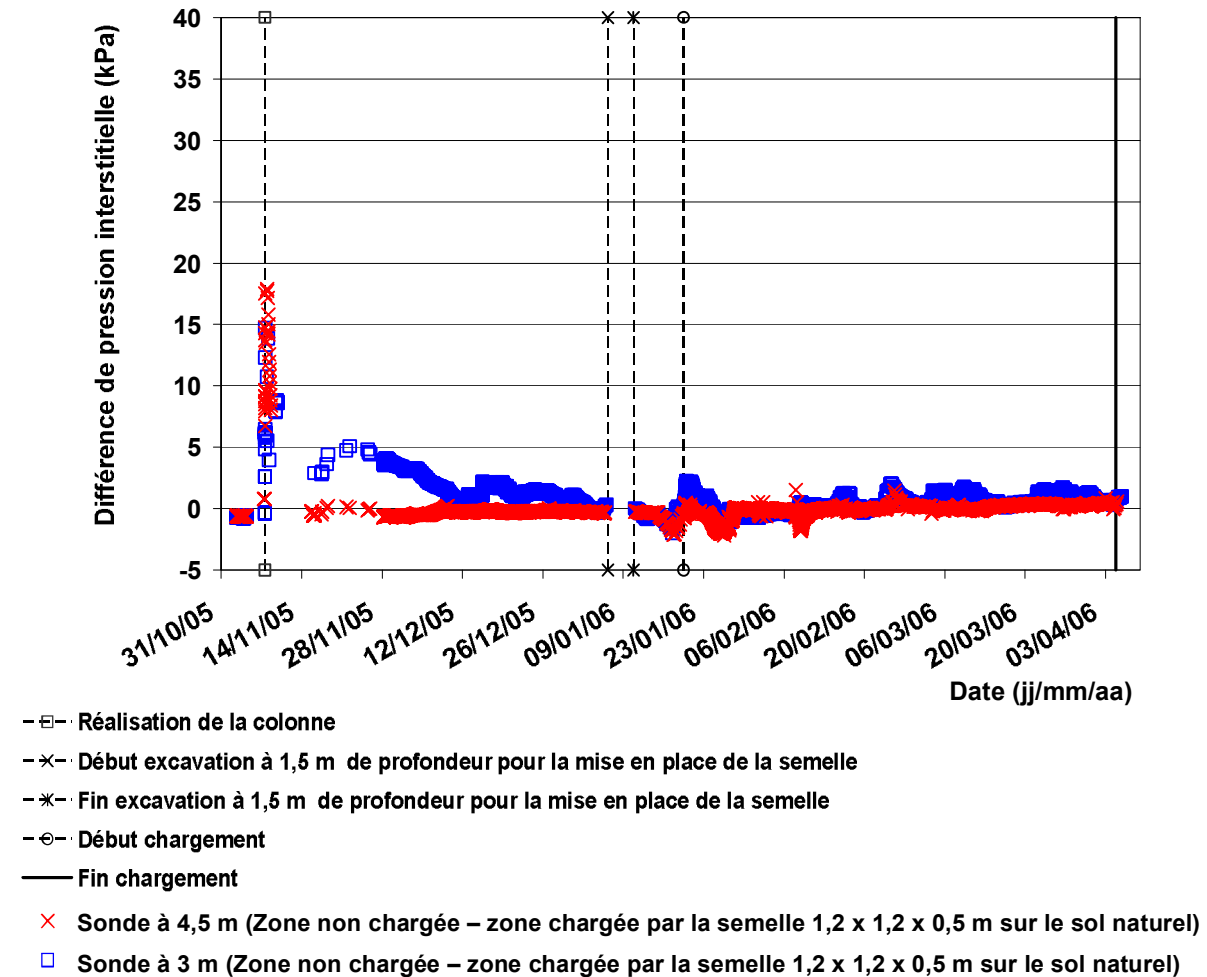


Figure III 29 - Différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée, en fonction du temps à 3 et 4,5 m de profondeur pour la zone non améliorée chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m.

III.3.3. Analyse des mesures de la zone chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne isolée

Avant le début de la construction de la colonne isolée, la différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée était de - 1,4 et - 1,9 kPa, pris comme références, à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur à proximité de la future colonne (figure III 30). Ces différences de pression interstitielle aux deux profondeurs citées sont relativement proches. En effet, une différence de 0,5 kPa indique un écart de seulement 0,05 m du niveau piézométrique.

Immédiatement après la fin de la réalisation de la colonne, la différence de pression interstitielle atteint 34,1 et 85,4 kPa à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur à proximité de la colonne. Moins de dix jours après la réalisation de la colonne, la différence de pression interstitielle à 4,5 m de profondeur de la zone avec la colonne est redescendue à - 1,6 kPa, ce qui est quasiment identique aux - 1,9 kPa de l'état initial. Cependant, en comparaison avec les mesures de la sonde à 3 m de profondeur de la zone du sol naturel, celles de la sonde à la même profondeur de la zone avec la colonne sont nettement plus sensibles à la pluviométrie. En effet, le ballast, matériau très perméable, semble accentuer de manière importante les variations mesurées par la sonde à 3 m

de profondeur. Ainsi, il est impossible de retrouver une période pendant laquelle l'écart entre les deux sondes soit le même qu'à l'état initial, soit environ 0,5 kPa.

Deux jours avant le chargement (19/01/2006), la différence de pression interstitielle entre les sondes amorce une remontée, probablement due à un apport d'eau par la neige fondue qui était tombée fin décembre 2005. Ainsi, immédiatement et neuf jours après le début du chargement, respectivement à 4,5 et 3 m de profondeur, les différences de pression interstitielle sont retombées à leur état précédant la perturbation par l'apport d'eau, soit le 15/01/2006. Dans ces conditions, il est donc délicat de distinguer une augmentation de la différence de pression interstitielle imputable au chargement de la colonne par la semelle. Ensuite, se distingue une période pendant laquelle la différence de pression interstitielle à 3 m est inférieure à celle à 4,5 m, soit du 28/01/2006 au 08/02/2006. La quasi absence de pluviométrie pendant cette période peut induire une variation plus importante de la différence de pression interstitielle à 3 m qu'à un niveau plus profond, considéré moins sensible aux conditions superficielles. Puis, pendant toute la durée du chargement, soit jusqu'au 04/04/2006, la différence de pression interstitielle à 3 m diverge de plus en plus avec celle à 4,5 m. Lors d'épisodes pluvieux, la différence de pression interstitielle de la sonde à 3 m augmente fortement. La différence de pression interstitielle à 4,5 m de profondeur reste relativement constante tout au long du chargement.

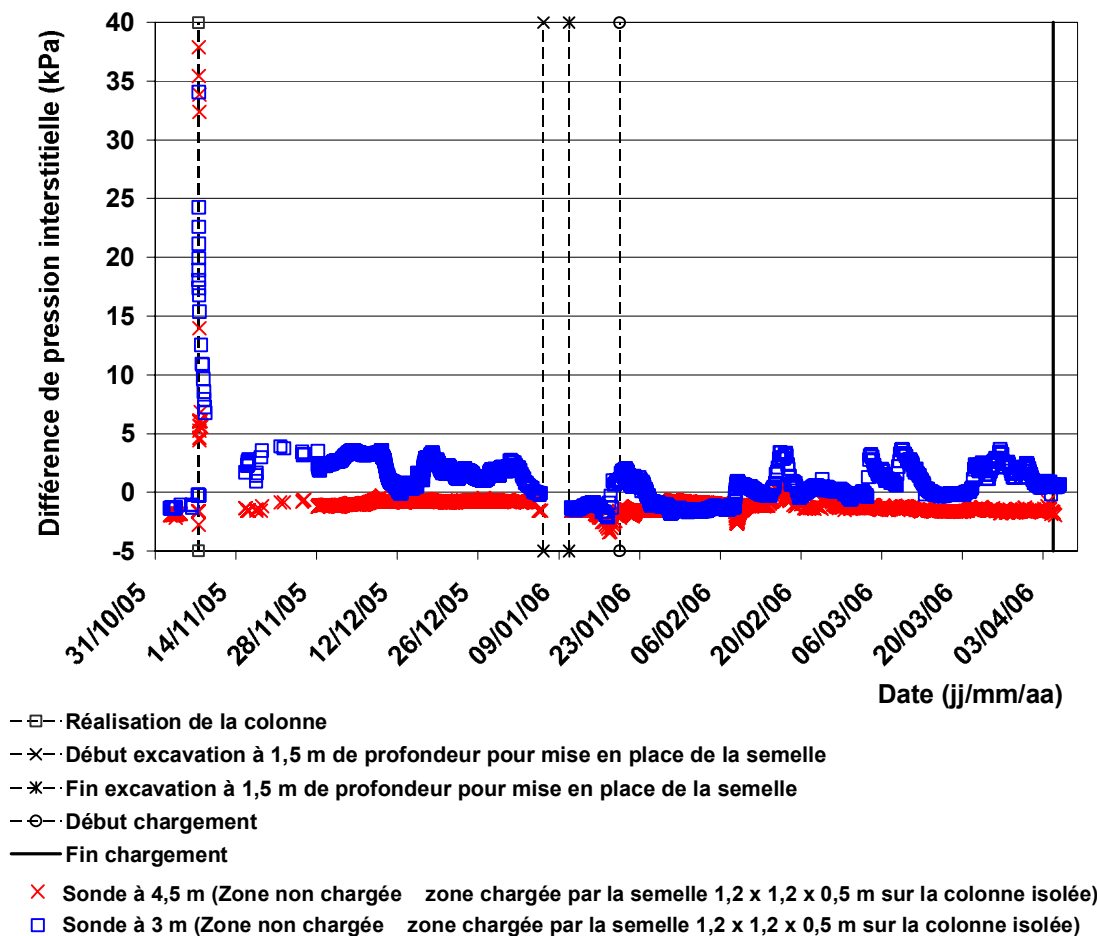


Figure III 30 - Différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée en fonction du temps, à 3 et 4,5 m de profondeur pour la zone chargée avec une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne ballastée.

III.3.4. Comparaison des mesures de la zone chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et de celle chargée par une semelle identique sur la colonne ballastée

La prise en compte de la pression atmosphérique a permis d'éliminer l'influence de ce paramètre sur les variations des mesures brutes de pression interstitielle. Cependant, les variations de température n'ont pas pu être corrélées aux variations des mesures brutes de la pression interstitielle. Par ailleurs, étant donné que la pluviométrie a une influence importante sur les mesures brutes à 1,5 m de profondeur, les variations de pression interstitielle des sondes à cette profondeur n'ont pas été prises en compte dans cette analyse.

Lors de la construction de la colonne, il a été constaté que l'augmentation de la pression interstitielle est 2,4 et 4,7 fois plus importante à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur, à 1 et 6,7 m de l'axe de la colonne. Ceci est dû à la différence de proximité des sondes par rapport à la colonne, ainsi que par la profondeur des sondes.

Dans les deux cas, avec ou sans colonne, la différence de pression interstitielle des sondes situées à 4,5 m de profondeur, revient à son état initial, c'est-à-dire à celui d'avant la réalisation de la colonne, au bout de dix jours après la construction de celle-ci. Ensuite, lors du chargement des semelles, ces sondes n'ont pas enregistré d'augmentation significative de la différence de pression interstitielle.

Les sondes situées à 3 m de profondeur n'ont pas eu le même comportement. En effet, la différence de pression interstitielle à 3 m de profondeur de la zone naturelle chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m se stabilise au même niveau que celle de la zone chargée par la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne à 4,5 m de profondeur, comme avant la réalisation de la colonne, 58 jours après la construction de celle-ci. Alors que la sonde située à cette même profondeur mais à proximité de la colonne, nettement plus sensible à la pluviométrie, n'a pas permis de retrouver une période pendant laquelle l'écart entre les deux sondes (à 4,5 et à 3 m de profondeur) soit le même qu'à l'état initial. Dans la suite de ce paragraphe, sont analysées les mesures des sondes de pression interstitielle, à 3 et 4,5 m de profondeur, situés au centre des trois colonnes et à 0,7 m de l'axe de la colonne 2.

III.3.5. Analyse des mesures de pression interstitielles au centre des trois colonnes

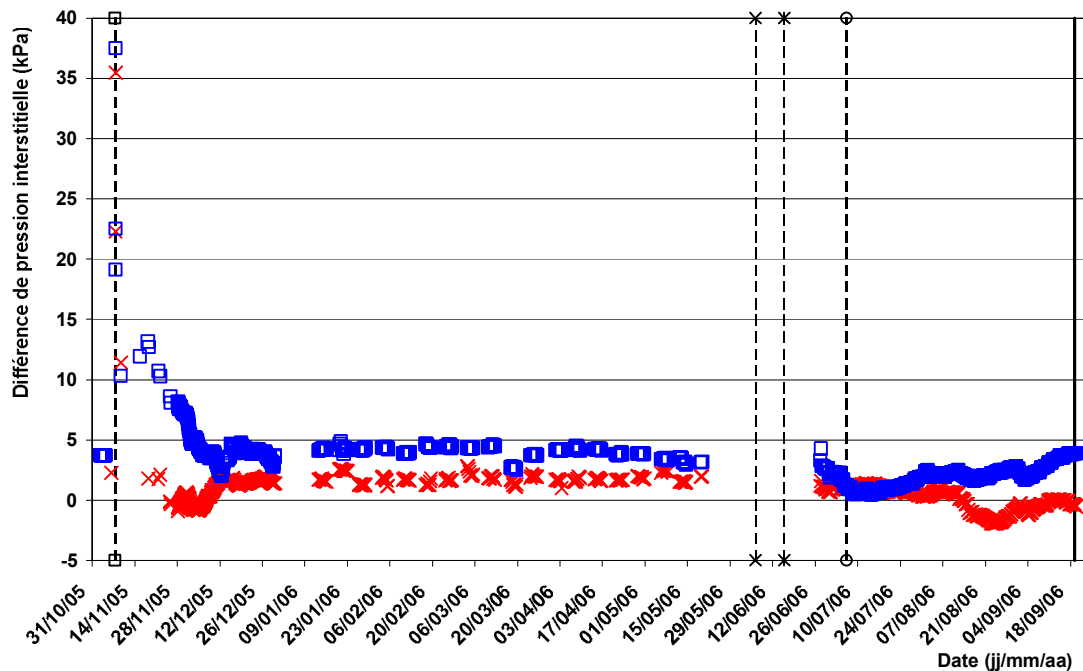
Avant le début de la construction des trois colonnes, la différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée était de + 3,7 et + 2,3 kPa, pris comme références, à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur au centre des futures colonnes (figure III 31). Ces différences de pression interstitielle aux deux profondeurs citées indiquent un écart de 0,14 m du niveau piézométrique.

Immédiatement après la fin de la réalisation des trois colonnes, la différence de pression interstitielle atteint 37,5 et 79,8 kPa à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur au centre des trois colonnes. Moins de dix jours après la réalisation des colonnes, la différence de pression interstitielle à 4,5 m a diminué pour atteindre + 2,1 kPa, ce qui est quasiment identique aux + 2,3 kPa de l'état initial. Cependant, ce n'est qu'à partir du 07/12/2006, soit 31 jours après la réalisation des colonnes, que les différences de pression interstitielle de la sonde à 3 m de profondeur se stabilisent, pour une période de cinq jours, approximativement au même niveau

qu'à l'état initial ($+ 3,7 \pm 0,3$ kPa). Par ailleurs, nous constatons une forte diminution de la différence de pression interstitielle pour la sonde à 4,5 m de profondeur, entre 15 et 28 jours après la réalisation de colonnes. Ceci est corrélé à une baisse de 3 kPa de la pression interstitielle mesurée par cette sonde, et ceci n'a pas été observé par les sondes de pression interstitielle à proximité de la colonne seule. Nous pouvons donc supposer que les trois colonnes ont induit une diminution de la pression interstitielle pendant 13 jours, car ensuite, la différence de pression interstitielle se stabilise à proximité de son écart initial ($\approx + 2,3$ kPa). Puis, pendant les 170 jours suivants, du 12/12/2005 au 19/05/2006, les différences de pression interstitielle des deux sondes restent relativement constantes, sauf lors d'événements pluvieux. Ceci démontre que les colonnes n'ont pas une influence importante sur les variations du niveau piézométrique, par rapport à la zone non chargée, sauf lors d'événement pluvieux. En effet, après un laps de temps donné après ces événements, 3 à 5 jours, les niveaux piézométriques de la sonde à 3 m de profondeur augmentent rapidement. Ceci traduit la forte influence de la pluviométrie sur les mesures de ces sondes.

Sept jours avant le début du chargement de la semelle (06/07/2006), l'écart de pression interstitielle de la sonde à 3 m de profondeur par rapport à la zone non chargée, commence à diminuer. L'écart est de + 3,3 kPa avant et de + 0,5 kPa, cinq jours après l'application de la charge. Or l'écart de pression interstitielle à 4,5 m de profondeur est de + 1,6 kPa mais ne diminue pas à cette période. Ainsi, la diminution de l'écart de pression interstitielle de la sonde à 3 m de profondeur semble être due à une période pluvieuse déficitaire depuis le 04/06/2006, soit pendant 24 jours. Nous pouvons donc supposer que, si le chargement a eu un effet sur les variations de pression interstitielle, celui-ci n'a pas pu être détecté par les sondes placées sous le centre de la semelle. Puis au cours du chargement de la semelle, l'écart de pression interstitielle à 3 m de profondeur revient à un niveau légèrement supérieur, + 3,9 kPa, de celui d'avant le chargement. Cependant, l'écart mesuré par la sonde à 4,5 m diminue jusqu'à - 1,8 kPa. Ceci est dû à la diminution de pression interstitielle plus importante à proximité des colonnes qu'à la zone non chargée, à la suite d'une longue période sans pluviométrie importante depuis le 08/06/2006. En effet, seules trois journées ont enregistré des pluviométries de l'ordre de 7 mm mais cela n'a visiblement pas permis d'influencer les mesures de la sonde située à 4,5 m de profondeur. Cependant, nous constatons que, 10 jours après une période pluvieuse d'environ 23 jours, l'écart amorce une augmentation. Ceci indique qu'une longue période d'absence de pluie, 21 jours, ainsi qu'une longue période pluvieuse, 23 jours, peut affecter notablement les pressions interstitielles à 4,5 m de profondeur, alors qu'une plus courte période n'influence que les mesures à 3 m de profondeur.

Compte tenu de ces éléments, les sondes ont permis de déterminer l'augmentation de la pression interstitielle lors de la réalisation des colonnes. La sonde à 4,5 m de profondeur a permis, pour une durée d'environ 13 jours, de constater une diminution de la pression interstitielle après la réalisation des colonnes. Néanmoins, l'écart initial a ensuite été stabilisé pendant plus de 170 jours. Cependant, les sondes n'ont pas permis de déterminer les variations de pression interstitielle lors du chargement compte tenu de l'influence des périodes pluvieuses et d'absence de pluie sur les mesures.



- □ — Réalisation des 3 colonnes
- × — Début excavations à 1,5 m de profondeur pour la mise en place de la semelle
- * — Fin excavation à 1,5 m de profondeur pour la mise en place de la semelle
- ○ — Début chargement
- — Fin chargement
- × Sonde centrale, à 4,5 m (Zone non chargée zone chargée par la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes)
- Sonde centrale, à 3 m (Zone non chargée zone chargée par la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes)

Figure III 31 - Différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée en fonction du temps à 3 et 4,5 m de profondeur au centre de la zone chargée par la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes ballastées.

III.3.6. Analyse des mesures des sondes de pression interstitielle 4

Avant le début de la construction des trois colonnes, la différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée était de + 4,6 et + 3,5 kPa à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur à 0,7 de la deuxième colonne (figure III 32). Ces différences de pression interstitielle aux deux profondeurs citées indiquent un écart de 0,11 m du niveau piézométrique.

Immédiatement après la fin de la réalisation des trois colonnes, la différence de pression interstitielle atteint 33,8 et 70,4 kPa à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur à 0,7 de la deuxième colonne. Moins de dix jours après la réalisation des colonnes, la différence de pression interstitielle à 4,5 m est redescendue à + 3,9 kPa, ce qui est quasiment identique aux + 3,5 kPa de l'état initial. Cependant, ce n'est qu'à partir du 09/12/2006, soit 33 jours après la réalisation des colonnes, que la différence de pression interstitielle de la sonde à 3 m de profondeur atteint le même niveau qu'à l'état initial (+ 4,6 kPa) sans pour autant se stabiliser à cette valeur. En effet, les mesures de cette sonde sont fortement perturbées par la pluviométrie. Par ailleurs, nous constatons une forte diminution de la différence de pression interstitielle pour la sonde à 4,5 m de profondeur, entre 18 et 33 jours après la réalisation de colonnes. Ce phénomène a aussi été observé par le piézomètre situé au centre des trois colonnes. Ce n'est que 65 jours après la réalisation de la colonne que l'écart de pression interstitielle se stabilise de nouveau autour de la

valeur de + 3,5 kPa. Ensuite, les écarts des deux profondeurs sont relativement stabilisés sauf lors d'événement pluvieux.

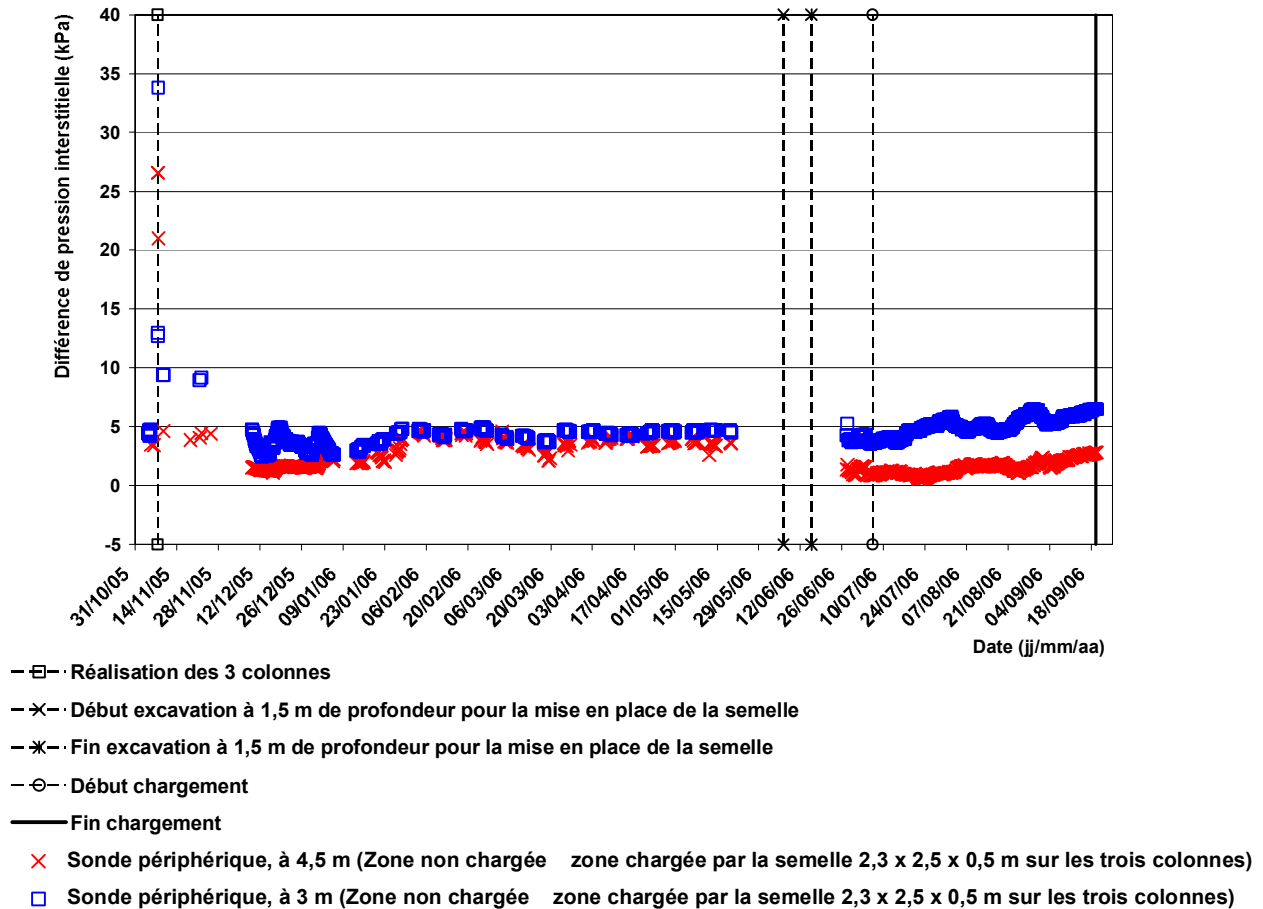


Figure III 32- Différence de pression interstitielle par rapport à la zone non chargée en fonction du temps, pour les sondes périphériques à 3 et 4,5 m de profondeur, de la zone chargée par une semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes.

Par ailleurs, la cote piézométrique mesurée par la sonde située à 3 m passe sous celle mesurée par la sonde à 4,5 m, 56 jours après la réalisation de la colonne. Cependant, cette différence de cote est faible en moyenne, inférieure à 0,1 m, mais peut atteindre 0,2 m après un certains laps de temps d'événements pluvieux. Six mois après la réalisation des colonnes, le niveau piézométrique de la sonde à 3 m est quasiment au même niveau que celui de la sonde à 4,5 m.

Avant la réalisation du chargement (29/06/2006), la cote piézométrique de la sonde à 3 m est de nouveau supérieure à celle de la sonde à 4,5 m, malgré une période pluvieuse déficitaire depuis le 04/06/2006. Les écarts de pression interstitielle avec les sondes de la zone non chargée ont diminué de 13 et de 50 %, respectivement à 3 et 4,5 m de profondeur, pendant cette période. Ce qui est paradoxal avec les résultats des sondes situées au centre de la semelle.

Tout au long du chargement, les cotes piézométriques de ces deux sondes évoluent de manière quasiment identique, bien qu'une divergence apparaisse. En effet, l'écart passe de 0,9 à 2,8 kPa pour la sonde à 4,5 m, et de 3,6 à 6,5 à 3 m de profondeur. Cependant, il est très difficile d'attribuer ces variations au chargement des colonnes par la semelle. En effet, les niveaux piézométriques de la zone non chargée, n'ont cessé de diminuer, malgré une période pluvieuse d'environ un mois (28/07/2006 au 31/08/2006). Or, les mesures des deux sondes situées en

périphérie, et de la sonde centrale à 3 m, indiquent des cotes piézométriques qui augmentent. Ainsi, selon ces sondes, les colonnes agiraient comme des puits captant l'eau météorique et induisant des augmentations de pression interstitielle alors que les sondes de la zone non chargée, étant dans des sols purement cohérents, sont nettement moins sensibles à ces apports d'eau, surtout après une longue période d'absence de pluie. L'eau météorique s'infiltrant par les colonnes entraînerait une perturbation localisée du niveau piézométrique et induirait des variations nettement plus importantes que les variations dues au chargement des colonnes.

III.3.7. Comparaison des mesures des sondes centrales et périphériques de la zone chargée par une semelle 2,3 x 2,5 m sur les trois colonnes ballastées

Immédiatement après la fin de la réalisation des trois colonnes, la différence de pression interstitielle a augmenté de 10 et 35 fois pour les sondes centrales, à respectivement 3 et 4,5 m de profondeur, et de 7 et 20 fois pour les sondes périphériques, aux mêmes profondeurs. L'augmentation de pression est donc plus importante au centre des trois colonnes qu'en périphérie, à 0,7 m de la deuxième colonne. Cependant, les valeurs atteintes sont relativement proches. En effet, elles sont de l'ordre de 35 kPa à 3 m et 2,25 fois plus élevées, 75 kPa, à 4,5 m de profondeur. Cependant, moins de dix jours après la réalisation des colonnes, l'excès de pression interstitielle à 4,5 m de profondeur est inexistant. Ce n'est qu'après environ 30 jours que les écarts de pression interstitielle des sondes à 3 m atteignent les valeurs de l'état initial. Cependant, ces écarts ne sont pas stabilisés compte tenu de l'influence des apports d'eau par la pluviométrie. Par ailleurs, la différence de pression interstitielle pour les sondes à 4,5 m de profondeur diminue de manière importante, entre 18 et 33 jours après la réalisation des colonnes. Ceci peut s'expliquer par le fait que la pression interstitielle mesurée par les sondes à proximité des colonnes a diminué, alors que celle de la zone non chargée augmente. Ceci se produit lors d'une période pluvieuse. Nous pouvons donc supposer que la diminution de pression interstitielle mesurée par les sondes à 4,5 m mesurée entre le 22/11 et le 06/12/2005 est liée, non pas à la mise en place des colonnes, mais à la période d'absence de pluie précédant la réalisation des colonnes (du 06/11 au 23/11/2005). Le fait que les pressions interstitielles mesurées par les sondes à 3 m de profondeur diminuent plus lentement que ceux à 4,5 m est probablement dû, en partie, aux apports d'eau météoriques pendant cette période. Ensuite, nous constatons que les écarts de pression interstitielle se stabilisent à proximité des valeurs de l'état initial (avant la réalisation des colonnes) sauf lors d'événements pluvieux.

Par ailleurs, les sondes n'ont pas permis de déterminer les variations de pression interstitielle lors du chargement compte tenu de l'influence des périodes pluvieuses/non pluvieuses sur les mesures. En effet, l'eau météorique s'infiltrant par les colonnes entraîne une perturbation localisée du niveau piézométrique et induit des variations souvent délicates à interpréter, compte tenu de l'amplitude des variations engendrées par rapport à celles dues au chargement de la semelle.

Par ailleurs, l'analyse de l'ensemble des mesures de pression interstitielle doit être traitée avec précaution car il est fortement probable que la réalisation des colonnes a, dans une certaine mesure, endommagé les intervalles filtrants. En effet, les inclinomètres indiquent que des déplacements de l'ordre de 10 cm ont lieu à ces profondeurs et à ces distances par rapport aux colonnes. A ce sujet, il a été remarqué, lors du déplacement des sondes dans différentes chambres de mesure, que l'enclenchement ou l'extraction de ces sondes était nettement plus

difficile après la réalisation des colonnes qu'avant. Ceci confirme le fait que les intervalles filtrants auraient subi des déformations.

III.3.8. Comparaison des sondes des zones à une et à trois colonnes

Le tableau III 6 suivant permet de comparer les principales étapes des piézomètres des zones à une et à trois colonnes.

Ce tableau permet de constater que :

- la réalisation des colonnes a créé une augmentation très importante de la pression interstitielle aux profondeurs de mesure (3 et 4,5 m), ainsi qu'à proximité de celles-ci (< 1 m). ceci est dû au mode de réalisation des colonnes par refoulement ;
- l'augmentation de la pression interstitielle est comprise entre un facteur 7 et 24 à 3 m de profondeur et 20 et 46 à 4,5 m de profondeur. Par ailleurs, l'augmentation est plus importante à proximité de la colonne seule qu'à proximité des trois colonnes ;
- le nombre de jours nécessaires afin que l'excès de pression interstitielle soit dissipé varie de quelques jours à 4,5 m de profondeur, à environ 30 jours pour les sondes à 3 m. Cependant, la forte influence de l'eau météorique sur les sondes à 3 m n'ont pas permis de définir nettement ce laps de temps pour la sonde de la zone à une colonne ;
- l'évolution de l'écart de pression interstitielle pendant le chargement des semelles est délicate à interpréter compte tenu des variations d'apport en eau météorique. En effet, seul la sonde située à 4,5 m de profondeur (zone chargée par une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne), indique une stabilité dans les écarts lors du chargement. Cependant, compte tenu des variations dues à ces phénomènes perturbateurs, il est délicat d'attribuer toute perturbation aux conditions de chargement mécanique des semelles.

Les sondes de pression interstitielle avaient été mises en place afin de déterminer les variations de pression interstitielle lors de la réalisation des colonnes ainsi que lors du chargement des semelles. Ces sondes ont bien permis de déterminer ces variations lors de la réalisation des colonnes ainsi que la dissipation de l'excès de pression interstitielle, quelques jours après la mise en place des colonnes. Cependant, lors du chargement des semelles, les sondes superficielles n'ont pas permis de suivre l'évolution des pressions interstitielles compte tenu de leur perturbation par l'apport ou non d'eau météorique.

Par ailleurs, la perméabilité du sol à 3 m de profondeur a été déterminée, par essai au laboratoire, à 1.10^{-10} m.s⁻¹, ce qui équivaut à une vitesse de 3 mm par an environ. Il est donc tout surprenant de mesurer *in situ* des augmentations de la pression interstitielle entre 1 et 5 jours après un épisode pluvieux. Ceci correspond à des perméabilités de l'ordre de 1.10^{-5} à 1.10^{-6} m.s⁻¹, c'est-à-dire à un sable limon et non une argile. Ceci confirme le fait que les systèmes piézométriques ont subi des déformations lors de la réalisation des colonnes et que les analyses doivent être abordées de manière critique.

Tableau III 6 – Réponses des sondes aux principales étapes des essais en grandeur réelle

Etape	Zone chargée par une semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne		Sondes centrales de la zone chargée par une semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur trois colonnes		Sondes périphériques de la zone chargée par une semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur trois colonnes	
	3 m	4,5 m	3 m	4,5 m	3 m	4,5 m
Ecart de pression interstitielle immédiatement après la réalisation de la (des) colonne(s) (kPa)	+ 34,1	+ 85,4	+ 37,5	+ 79,8	+ 33,8	+ 70,4
Augmentation de l'écart de pression par rapport à l'état initial	24	46	10	35	7	20
Nombre de jours afin de revenir à l'écart de pression initial	Impossible à déterminer	< 10	31	≈ 10	33	≈ 10
Evolution de l'écart de pression interstitielle pendant le chargement	Evolve fortement en fonction de la pluviométrie	Relativement stable	Evolve fortement en fonction de l'absence ou de l'apport d'eau météorique	Stable puis a évolué en fonction de l'absence d'eau météorique	Evolve en fonction de l'absence ou de l'apport d'eau météorique	

Après avoir analysé les mesures de pression interstitielle lors des différentes phases des essais (réalisation des colonnes et chargement des semelles), les mesures des pressions totales verticales sur le sol et sur les colonnes lors du chargement des semelles sont présentées.

III.4. INTERPRETATION DES MESURES DE PRESSIONS TOTALES VERTICALES

Des capteurs de pression totale verticale ont été placés à la base des semelles, au sommet des colonnes et sur le sol (cf. figure II 19 et II 20 chapitre II). Ceci afin de mesurer la répartition des contraintes lors du chargement des semelles. Sont analysés en premier les capteurs situés sur la configuration de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m reposant sur la colonne isolée. Puis, ce sont ceux situés sur la configuration de la semelle sur le groupe des trois colonnes qui sont analysés.

Par ailleurs, nous supposons que la contrainte est répartie uniformément sous la semelle lors du chargement. Cependant, ceci n'est plus valable lorsque la semelle sur les trois colonnes entame son basculement.

Il convient aussi de préciser que les données fournies par les capteurs sont fonction de la localisation de ceux-ci sous la semelle, pour un matériau donné (soit le sol soit la colonne). Les mesures de pression totale verticale sont donc à considérer avec une certaine réserve.

III.4.1. Essai de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur la colonne

La figure III 33 présente l'évolution du facteur de concentration des contraintes verticales pour l'essai de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne en fonction de la charge appliquée sur la semelle. Le facteur de concentration des contraintes verticales est égal au rapport de la contrainte sur la colonne sur la contrainte sur le sol. Elle présente aussi les contraintes mesurées par les capteurs situés sur la colonne et sur le sol.

Cette figure permet de constater que le facteur de concentration des contraintes verticales augmente au cours du chargement de la semelle. Au début du chargement, 30 kN, ce facteur est légèrement inférieur à 1, puis il augmente jusqu'à la valeur de 3,9 à 300 kN. Cela provient d'une augmentation importante de la contrainte mesurée sur la colonne, de 17 à 350 kPa, alors que la

contrainte mesurée sur le sol n'augmente que de 18 à 91 kPa. Ceci traduit bien le fait qu'au cours du chargement, c'est la colonne qui se charge progressivement au dépend du sol. Cependant, au-delà de 300 kN, aucune valeur de contrainte n'a pu être mesurée car le poste de lecture ne fournissait pas de valeur. Pourtant les capteurs peuvent atteindre 1 000 kPa et ils ont été réutilisés avec succès lors du chargement de la semelle sur les trois colonnes.

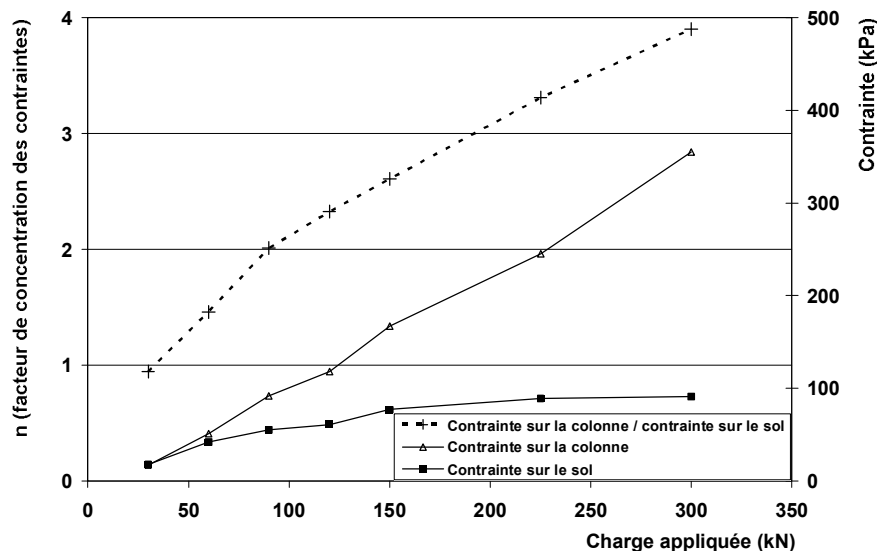


Figure III 33 - Facteur de concentration des contraintes verticales et contraintes mesurées par les capteurs de l'essai de chargement de la semelle 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne.

III.4.2. Essai de chargement de la semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur les trois colonnes

La figure III 34 présente l'évolution du facteur de concentration des contraintes verticales pour l'essai de chargement sur les trois colonnes en fonction de la charge appliquée sur la semelle. Cette figure présente aussi les contraintes mesurées par les capteurs situés sur les trois colonnes et sur le sol.

Cette figure permet de constater que le facteur de concentration des contraintes verticales de la :

- colonne 1 augmente progressivement de 1,6 à 3,7 de 225 à 750 kN de charge, puis diminue pour atteindre 3,2 à 1 000 kN ;
- colonne 2 augmente progressivement de 1,3 à 2,9 de 225 à 750 kN de charge, puis diminue pour atteindre 2,6 à 1 000 kN ;
- colonne 3 augmente progressivement de 1,4 à 2,8 de 225 à 750 kN de charge, puis diminue légèrement pour atteindre 2,7 à 1 000 kN.

La première colonne est chargée d'environ 20 % plus que les deux autres colonnes, situées du même côté de la semelle, et ceci dès 750 kN de chargement. Par ailleurs, le fait que les facteurs de concentration des contraintes soit se stabilisent soit diminuent, provient de ce que la contrainte sur le sol augmente au dépend des colonnes. Cependant, comme cela sera analysé dans la suite de ce mémoire, la répartition des contraintes sous la semelle a été fortement modifiée lors du basculement de celle-ci. En effet, la contrainte verticale sur les deux dernières colonnes a diminué alors que celle sur la première colonne a augmenté. D'où la stabilisation du facteur pour les deux

dernières colonnes à 750 kN, par rapport au palier précédent, et l'augmentation de ce facteur pour la première colonne.

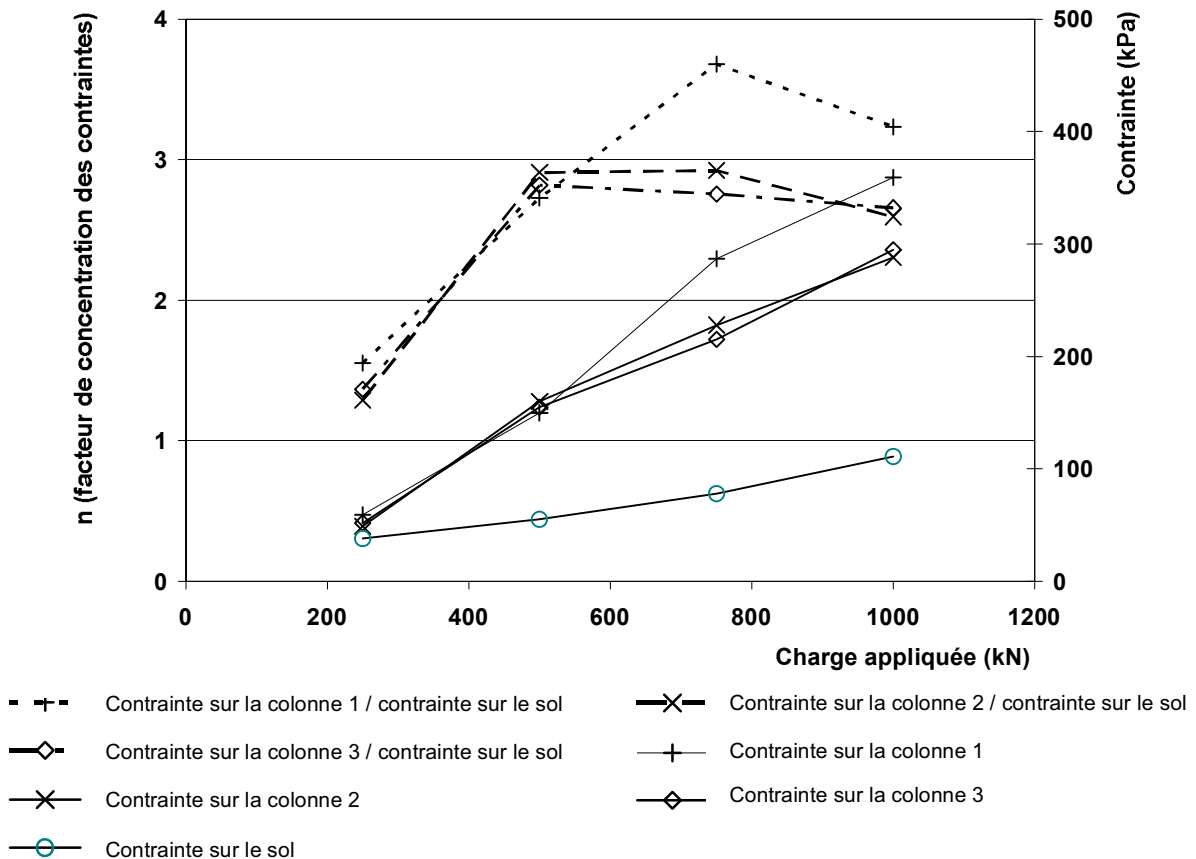


Figure III 34 - Facteur de concentration des contraintes verticales et contraintes mesurées par les capteurs de l'essai de chargement sur les trois colonnes.

III.4.3. Comparaison des résultats avec ceux d'autres auteurs

La figure III 35 présente le facteur de concentration des contraintes verticales en fonction de la contrainte appliquée à la base de l'ouvrage considéré, selon divers auteurs. Cette figure permet de constater l'augmentation (Kirsch et Sondermann, 2003, Watts *et al.*, 2000, Greenwood, 1991 (remblai)) ou la diminution (Greenwood, 1991, dallage souple et semelle sur deux colonnes).

Les auteurs démontrent que l'augmentation de ce facteur traduit l'augmentation de la contrainte sur la colonne en fonction du chargement. Watts *et al.* (2000) ont aussi noté qu'au cours d'un palier (à charge constante), il se produisait une augmentation de la contrainte sur la colonne.

Cependant, la diminution de ce facteur est difficilement interprétable dans la gamme de contrainte appliquée. Dans le cas de la semelle sur les deux colonnes (Greenwood, 1991), en dehors du fait que le sol soit un remblai constitué de particules siliceuses, ayant été utilisées pour le polissage du verre, cette variation peut être induite par la disposition des colonnes sous la semelle car une partie de celles-ci ne sont pas directement sous l'emprise de la semelle.

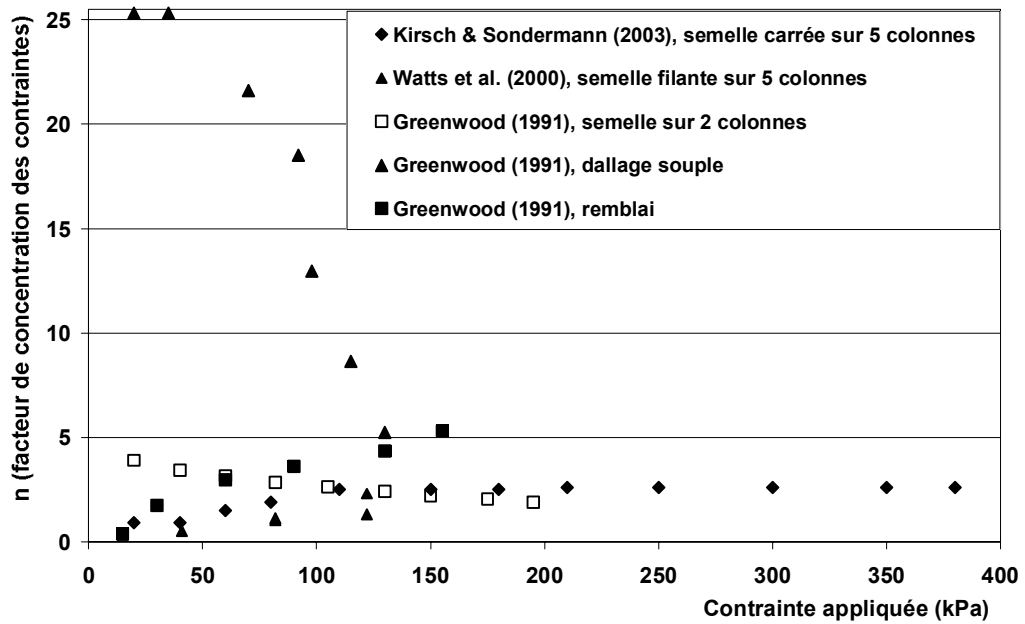


Figure III 35- Facteur de concentration des contraintes verticales en fonction de la contrainte appliquée, selon divers auteurs.

La figure III 36 présente un agrandissement de la figure III 35 à laquelle nous avons ajouté les résultats obtenus lors de cette étude. Les valeurs obtenues lors de nos essais de chargement sont comprises dans l'intervalle des grandeurs mesuré par les auteurs présentés.

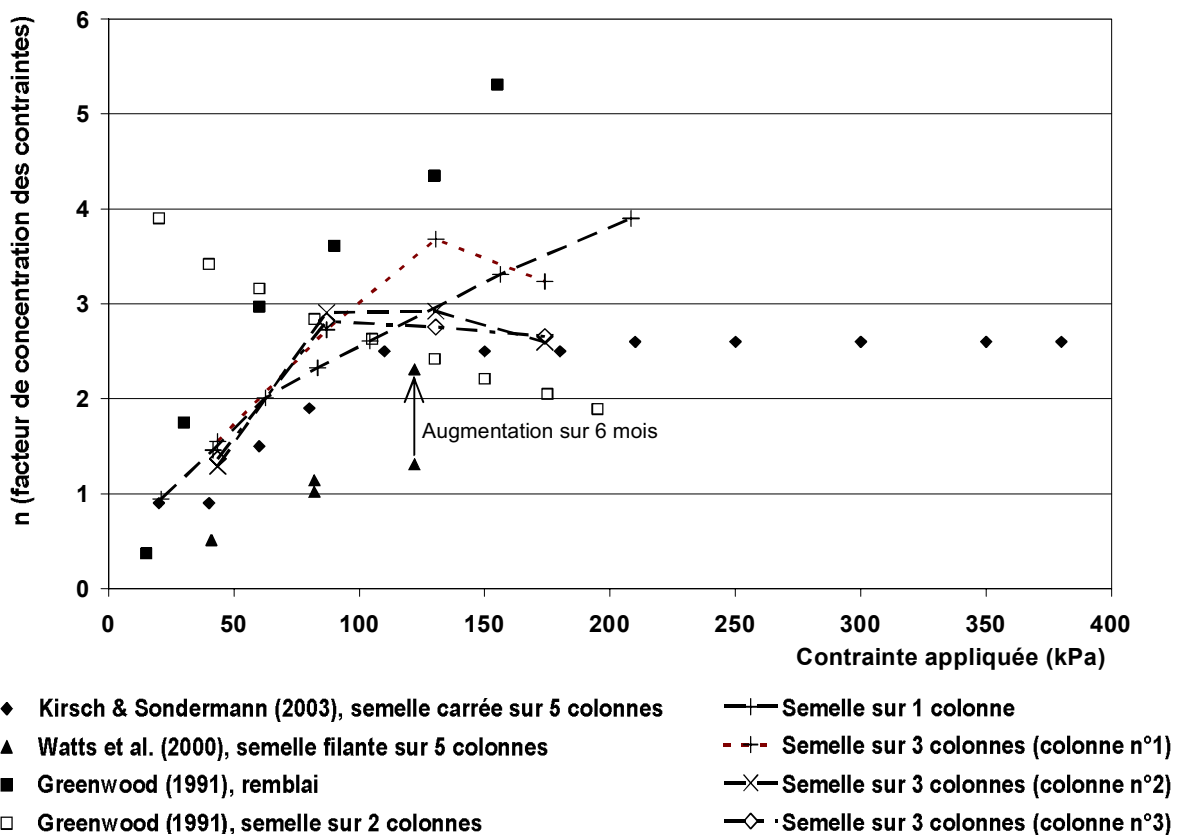


Figure III 36 - Comparaison des facteurs de concentration des contraintes verticales en fonction de la contrainte appliquée, déterminés lors de ces essais et par divers auteurs.

Après avoir considéré l'évolution des contraintes sur le sol et sur les colonnes lors des essais de chargement, sont analysés les tassements mesurés en fonction du chargement.

III.5. CONCLUSION

La mise en place d'inclinomètres avant la réalisation de colonnes ballastées et une distance d'environ 0,7 m de l'axe de celles-ci, a permis de suivre l'évolution des déplacements du sol pendant les différentes phases de réalisation d'une colonne (fonçage et compactage) ainsi que lors des étapes de chargement des semelles.

Lors des phases de réalisation de la colonne isolée, les deux inclinomètres situés de part et d'autre de cette colonne ont permis de constater que les déplacements :

- sont nettement plus importants dans l'argile que dans la marne. Ceci est tout à fait conforme aux résistances relatives des ces deux sols ;
- ne sont pas identiques, pour une même couche de sol, compte tenu de la distance respective des deux inclinomètres par rapport à l'axe théorique de la colonne, de la non homogénéité du sol, et de l'orientation du vibreur ;
- de l'axe A sont supérieurs, d'un facteur 2 à 2,5, à ceux de l'axe B. Ceci est dû au fait que la colonne s'est développée dans une direction parallèle aux axes A de ces inclinomètres.

Lors des phases de chargement de la semelle, ces deux inclinomètres ont permis de constater une augmentation des déplacements du sol sur 2,5 m (de -1,5 à - 4 m). Cette profondeur correspond à environ 3 fois le diamètre moyen de la colonne dans l'argile. Ceci est conforme aux constatations de Hughes et Withers (1974), selon lesquelles une colonne ballastée peut se rompre par expansion latérale, dans un sol homogène, sur une hauteur comprise entre 3 à 4 fois le diamètre de la colonne. Toutefois, les deux inclinomètres indiquent très nettement la rupture de la colonne à - 2,5 m de profondeur, à la limite de l'argile limoneuse molle à ferme et l'argile ferme à passages sableux.

La comparaison des déplacements mesurés, au moment du chargement, par les inclinomètres placés à proximité de la colonne isolée avec ceux de l'inclinomètre de la zone non améliorée montre que, dans le cas du sol seul, la zone de rupture reste limitée dans la partie supérieure, entre - 1,5 et - 2,5 m de profondeur. De plus, la valeur de ce déplacement est identique sur le premier demi mètre. Cependant, la profondeur de la zone d'expansion de la colonne, de - 1,5 à - 4 m, est plus importante que pour le sol naturel, de - 1,5 à - 3 m. Ceci indique que la colonne transfère une partie de la charge jusqu'à une profondeur plus importante.

Lors de la réalisation des trois colonnes ballastées, ensuite soumises au chargement par une semelle 2,3 x 2,5 x 0,5 m, les trois inclinomètres 4, 5 et 6, pour les deux premiers à proximité de la colonne 1, et pour le dernier, à proximité de la colonne 3, ont permis de constater que les déplacements :

- sont nettement plus importants dans l'argile que dans la marne. Ceci est tout à fait conforme aux résistances relatives des ces deux sols ;

- ne sont pas identiques, pour une même couche de sol, compte tenu de la distance respective des deux inclinomètres par rapport à l'axe théorique de la colonne, de la non homogénéité du sol, et de l'orientation du vibreur ;
- de l'axe A sont supérieurs, d'un facteur 2, de ceux de l'axe B, sauf dans le cas du dernier inclinomètre. Pour cet inclinomètre, les déplacements sont quasiment identiques. Pour les deux premiers inclinomètres, ceci est dû au fait que la colonne s'est développée préférentiellement dans une direction parallèle aux axes A, alors que pour le dernier, la colonne s'est développée de manière plus homogène ;

Par ailleurs, les inclinomètres ont permis de mettre en évidence l'influence de la construction successive des trois colonnes sur les déplacements observés.

Lors des phases de chargement de la semelle, les deux premiers inclinomètres, proches de la première colonne, ont permis de constater une augmentation de la déformation du sol sur 2 à 2,5 m à partir de la base de la semelle, dans le sol dont les caractéristiques géomécaniques sont les plus faibles. Toutefois, les déplacements mesurés par les deux inclinomètres ne sont pas identiques et induisent ainsi un profil de déformation de la colonne qui est fonction de sa position par rapport à la semelle. En effet, l'inclinomètre 1 indique une rupture par expansion latérale, alors que l'inclinomètre 2 montre plutôt un évasement de la tête de la colonne. Ceci peut provenir du fait que le premier inclinomètre mesure les déplacements d'une zone de la colonne qui est sous l'emprise de la semelle alors que le second mesure ceux d'une zone de la colonne bordure de celle-ci. Par ailleurs, lors du chargement de la semelle, une augmentation de la déformation du sol sur 3,5 m, à partir de la base de la semelle, est constatée par les axes A et B du troisième inclinomètre. Cependant, les déplacements maximums sont localisés de - 1,5 à - 2,5 m de profondeur, soit dans l'argile limoneuse molle à ferme. Cet inclinomètre indique donc que cette colonne ballastée s'est rompue par expansion latérale sur une hauteur plus importante que la première. Ceci est serait dû au fait de sa position par rapport à la semelle. En effet, il semblerait que la charge ait été transmise à une plus grande profondeur que pour la colonne 1.

Enfin, ces inclinomètres montrent la continuité des colonnes et qu'elles sont toutes posées sur le substratum marneux.

L'analyse des mesures de pression interstitielle, permet d'affirmer que :

- la réalisation des colonnes a créé une augmentation très importante de la pression interstitielle aux profondeurs de mesure (3 et 4,5 m), ainsi qu'à proximité de celles-ci (< 1 m). Ceci est dû au mode de réalisation des colonnes par refoulement ;
- l'augmentation de la pression interstitielle est comprise entre un facteur 7 et 24 à 3 m de profondeur et 20 et 46 à 4,5 m de profondeur. Par ailleurs, l'augmentation est plus importante à proximité de la colonne seule qu'à proximité des trois colonnes ;
- le nombre de jours nécessaires afin que l'excès de pression interstitielle soit dissipé varie de quelques jours à 4,5 m de profondeur, à environ 30 jours pour les capteurs à 3 m. Cependant, la forte influence de l'eau météorique sur les sondes à 3 m n'a pas permis de définir nettement ce laps de temps pour la sonde de la zone à une colonne ;
- l'évolution de l'écart de pression interstitielle pendant le chargement des semelles est délicate à interpréter compte tenu des variations d'apport en eau météorique. En effet, seul la sonde située à 4,5 m de profondeur de la zone à une colonne, indique une stabilité dans les écarts lors du chargement. Cependant, compte tenu des variations dues à ces

phénomènes perturbateurs, il est délicat d'attribuer toute perturbation aux conditions de chargement mécanique des semelles.

Par ailleurs, la perméabilité du sol à 3 m de profondeur a été déterminée, par essai au laboratoire, à $1.10^{-10} \text{ m.s}^{-1}$, ce qui équivaut à une vitesse de 3 mm par an environ. Il est donc tout surprenant de mesurer *in situ* des augmentations de la pression interstitielle entre 1 et 5 jours après un épisode pluvieux. Ceci correspond à des perméabilités de l'ordre de 1.10^{-5} à $1.10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$, c'est-à-dire à une argile fissurée. Ceci confirme le fait que les sondes de pression interstitielle ont subi des déformations lors de la réalisation des colonnes et que les analyses doivent être abordées de manière critique.

Par ailleurs, les résultats de pressions totales verticales obtenus lors de ces essais indiquent nettement que la (les) colonne(s) se charge(nt) 4,5 à 5 fois plus que le sol au cours du chargement.

Enfin, concernant les tassements et les charges de fluage, les essais ont permis de démontrer que :

- les contraintes de fluage des deux semelles sur le sol naturel sont quasiment égales ;
- la charge de fluage de la semelle sur les trois colonnes n'est pas égale à trois fois celle de la semelle sur une colonne, mais seulement à 2,1.
- le tassement de la semelle sur les trois colonnes n'est que légèrement inférieur à celui de la semelle sur le sol naturel de même configuration ;
- la disposition des trois colonnes sous la semelle carrée peut engendrer un basculement de celle-ci à partir d'une charge égale à 70 % de la charge de fluage théorique de l'ensemble sol-colonne.

CHAPITRE IV

MODELISATION NUMERIQUE EN 2 ET 3 D

Introduction

Grâce à l'ensemble des résultats obtenus lors de la réalisation des essais en grandeur réelle, la validation d'une méthodologie de modélisation en deux et trois dimensions a été effectuée. Le quatrième et dernier chapitre présente donc l'analyse des résultats de ces modélisations numériques.

Mise à part GRETA (Priebe, 2003) qui a été utilisé avant la réalisation des essais en grandeur réelle afin de définir les charges à appliquer sur les semelles, les résultats des modèles en deux dimensions sont ceux de PLAXIS® 2D et en trois dimensions sont ceux de FLAC® 3D.

Dans une première partie, le logiciel PLAXIS® 2D permet de modéliser, en axisymétrie de révolution, le chargement d'une semelle sur une colonne ballastée ainsi que le chargement de la semelle de mêmes dimensions reposant sur le sol naturel. Après une étude paramétrique, les tassements, les déplacements horizontaux ainsi que les contraintes verticales totales sont comparées aux mesures expérimentales. L'analyse des résultats de ces modélisations en 2D permet de conclure sur l'influence respective des paramètres ainsi que sur la représentativité d'une telle modélisation.

Dans une deuxième partie, le logiciel FLAC 3D permet de modéliser le chargement d'une semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur une colonne ballastée ainsi que le chargement de la semelle de mêmes dimensions reposant sur le sol naturel. Comme en 2D, les résultats sont analysés en termes de tassement, de déplacement horizontal et de contrainte totale verticale et sont comparés aux mesures *in situ*. Par ailleurs, la modélisation du chargement d'une semelle (2,3 x 2,3 x 0,5 m) sur un groupe de trois colonnes ballastées disposées aux sommets d'un triangle équilatéral ne pouvait être réalisée qu'en 3D. En effet, la prise en compte de l'aspect tridimensionnel de la configuration de la semelle sur les trois colonnes est indispensable pour toute étude de ce type. Les résultats de ces modélisations sont également analysés en termes de tassement, de déplacement horizontal et de contrainte totale verticale et sont comparés aux mesures expérimentales.

La méthode qui a été adoptée pour l'ensemble de ce travail est la méthode directe. En effet, les paramètres des sols sont déterminés à partir des essais de laboratoire.

IV.1. MODELISATION EN 2D D'UNE SEMELLE 1,2 X 1,2 X 0,5 M SUR LE SOL NATUREL ET D'UNE SEMELLE DE MEMES DIMENSIONS SUR UNE COLONNE BALLASTEE

La modélisation du chargement d'une semelle circulaire de 1,44 m² sur le sol naturel et sur une colonne ballastée a été effectuée en deux dimensions en axisymétrie de révolution à partir du logiciel PLAXIS® 2D V8. La semelle utilisée lors des essais en grandeur réelle étant une semelle carrée de 1,2 m de côté, le rayon de la semelle dans cette modélisation est de 0,677 m, assurant ainsi une surface totale équivalente dans les deux cas d'environ 1,44 m².

IV.1.1. Propriétés mécaniques des matériaux

Le tableau IV 1 présente l'ensemble des propriétés mécaniques initiales, à court et long terme, des matériaux utilisés dans les modélisations.

Tableau IV 1 - Propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans les modélisations.

Profondeur (m)	Matériau	Catégorie	Loi de comportement	Critère de rupture	ν (-)	γ (kPa)	c_u (kPa)	φ_u (°)	E (MPa)	c' (kPa)	φ' (°)	E' (MPa)
0 à 1,5	Remblai ^a	Sol	Elasto-plastique	Mohr-Coulomb	0,33	19	30	5	10	35	25	10
1,5 à 2,5	Argile limoneuse	Sol	Elasto-plastique	Mohr-Coulomb	0,4	17	40	1	2	10	6	4
2,5 à 5	Argile ferme	Sol	Elasto-plastique	Mohr-Coulomb	0,33	19	68	1	7	17	22	7
5 à 8,6	Marne	Sol	Elasto-plastique	Mohr-Coulomb	0,33	18	34	1	17	30	29	17
8,6 à 12,6	Marne raide (substratum)	Sol	Elasto-plastique	Mohr-Coulomb	0,33	19	50	5	37	40	30	37
1,5 à 8,6	Matériau fictif	Matériau fictif	Elastique linéaire	-	0,25	20	-	-	0,01	-	-	0,01
1 à 1,5	Béton armé	Semelle	Elastique linéaire	-	0,25	25	-	-	25 000	-	-	200
1,5 à 8,6	Ballast	Colonne	Elasto-plastique	Mohr-Coulomb	0,33	19	-	-	69	0	40	69
1,5 à 8,6	Ballast	Colonne	Elastique linéaire	-	0,33	19	-	-	69	-	-	69

^a uniquement défini dans FLAC 3D. Dans PLAXIS 2D, il est remplacé par l'application d'une contrainte

L'angle de dilatance du ballast, ψ , a été pris égal à zéro pour les modèles initiaux.

IV.1.2. Définition du modèle de base

Les dimensions du modèle sont de 12 m de large et 10,8 m de haut. La figure IV 1 présente une partie de ce modèle ainsi que le maillage associé.

Les conditions aux limites sont telles que les déplacements :

- horizontaux soient bloqués à l'axe et à l'extrémité latérale du modèle ;
- horizontaux et verticaux soient bloqués à la base du modèle.

Les propriétés mécaniques des matériaux sont celles définies dans le tableau IV 1.

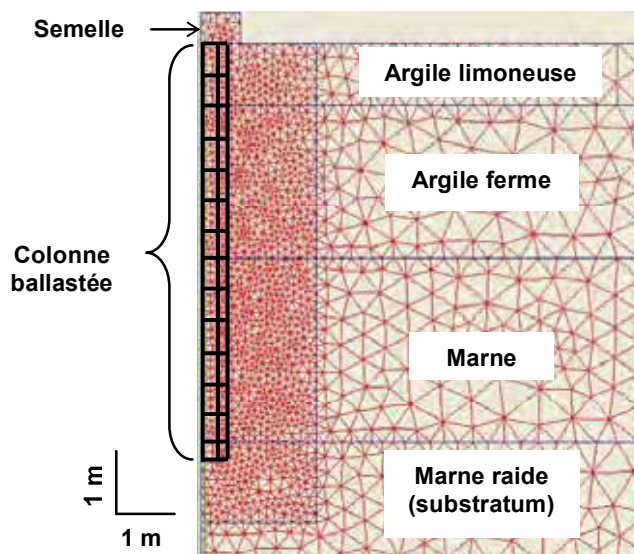


Figure IV 1 – Modèle PLAXIS 2D

Dans la suite de ce mémoire, sont présentés une étude paramétrique, les déplacements horizontaux ainsi que les contraintes totales verticales, déterminés par cette modélisation en symétrie de révolution.

IV.1.3. Déplacements verticaux

IV.1.3.1. Etude paramétrique

Une étude paramétrique a été réalisée afin de déterminer l'influence de certains paramètres sur les résultats du tassement. A partir d'un modèle de base, pour lequel l'ensemble des propriétés mécaniques des matériaux est défini dans le tableau IV 1, nous avons fait varier certains paramètres. En effet, les paramètres qui ont fait l'objet de cette étude paramétrique sont susceptibles de varier en fonction du site et du temps (paramètres à court ou long terme des matériaux), de la nature du ballast (module de Young et angle de frottement du ballast), ainsi qu'en fonction du mode de réalisation de la colonne (interface entre la colonne et le sol). Ces paramètres sont décrits ci-après :

- loi de comportement de la colonne (élastique linéaire ou élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb) ;
- module de Young du ballast : de 40 à 100 MPa au lieu des 69 MPa originaux ;
- angle de frottement du ballast : de 35 à 45°, au lieu des 40° originaux ;
- angle de dilatance ψ du ballast : de 0, 6 ou 13° ;
- module de Young des sols à court et long terme ;
- paramètres d'interface entre le sol et la colonne : rigide ou en pourcentage équivalent des paramètres mécaniques du sol et de la colonne.

Avant toute analyse des résultats numériques concernant la semelle sur une colonne ballastée, nous rappelons ici que la charge de fluage de la semelle sur la colonne déterminée par l'essai de chargement en grandeur réelle est de 415 kN. Par ailleurs, la charge de 150 kN a été maintenue pendant une période de 77 jours. Ceci est à prendre en considération dans l'analyse de la forme

de la courbe de tassement simplifiée présentée sur l'ensemble des figures suivantes (figurés circulaires de couleur grise). Lors de la reprise du chargement, les tassements aux paliers suivants (cf. forme de la courbe) indiquent qu'un phénomène de « consolidation » du sol se serait produit. Au-delà de 375 kN dans le cas des modélisations numérique les valeurs n'ont plus de sens physique compte tenu de la valeur de la charge de fluage mesurée lors de l'essai en grandeur réelle (415 kN). La figure IV 2 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée, mesuré *in situ* et déterminé à partir de deux modèles réalisés en 2D. L'un étant avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire ($E_{\text{ballast}} = 69 \text{ MPa}$), modèle 1, et une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb ($E_{\text{ballast}} = 69 \text{ MPa}$, $c = 0,1 \text{ kPa}$ et $\varphi = 40^\circ$), modèle 2. Les sols étant à l'état non drainé.

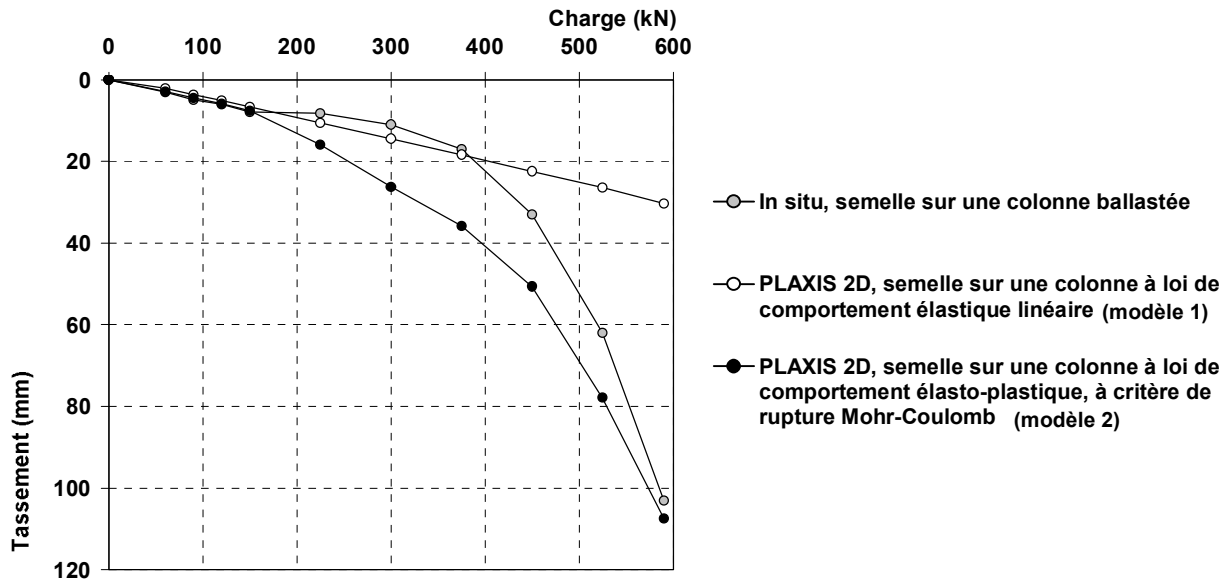


Figure IV 2 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données *in situ* et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élastique linéaire ou élasto-plastique).

Le tableau IV 2 présente le rapport du tassement déterminé par les modèles de la figure IV 2 au tassement mesuré *in situ*.

Tableau IV 2 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 1 et 2 au tassement *in situ*.

Charge (kN)	Contrainte (kPa)	Modèle 1 Semelle sur une colonne à loi de comportement élastique linéaire	Modèle 2 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb
0	0	1,0	1,0
60	42	0,7	1,0
90	63	0,7	0,9
120	83	0,9	1,0
150	104	0,8	1,0
225	156	1,3	1,9
300	208	1,3	2,4
375	260	1,1	2,1
450	313	0,7	1,5
525	365	0,4	1,3
590	410	0,3	1,0

Ce tableau indique que pour des charges inférieures à 150 kN (104 kPa), les tassements des deux modèles sont égaux à 0,7 à 1 fois les mesures expérimentales. Pour des charges comprises

entre 150 kN et 375 kN, soit inférieure à la charge de fluage, les tassements *in situ* sont bien estimés par le modèle 1 alors que le modèle 2 indique des tassements supérieurs d'un facteur 2 en moyenne.

La figure IV 3 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée, mesuré *in situ* et déterminé à partir du modèle réalisé avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire pour lequel le module de Young du ballast ($E_{ballast}$) est égal à 40, 69 ou 100 MPa, respectivement nommés modèle 3, 1 et 4. La courbe de tassement pour un module de Young du ballast de 69 MPa a déjà été décrite avec la figure IV 2 et ne sera donc pas reprise ici.

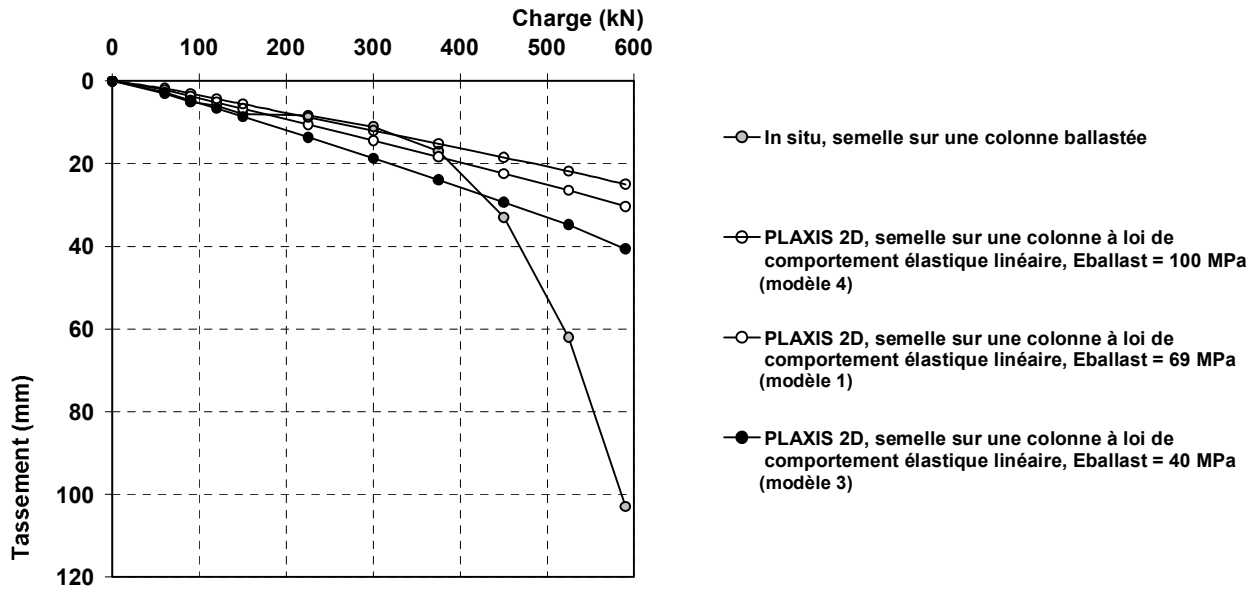


Figure IV 3 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données *in situ* et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élastique linéaire à module de Young égal à 40, 69 ou 100 MPa).

Le tableau IV 3 présente le rapport du tassement déterminé par les modèles de la figure IV 3 au tassement mesuré *in situ*.

Tableau IV 3 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 1, 3 et 4 au tassement *in situ*.

Charge (kN)	Contrainte (kPa)	Modèle 3 Semelle sur une colonne à loi de comportement élastique linéaire ($E_{ballast} = 40$ MPa)	Modèle 1 Semelle sur une colonne à loi de comportement élastique linéaire ($E_{ballast} = 69$ MPa)	Modèle 4 Semelle sur une colonne à loi de comportement élastique linéaire ($E_{ballast} = 100$ MPa)
0	0	1,0	1,0	1,0
60	42	0,9	0,7	0,6
90	63	0,9	0,7	0,6
120	83	1,1	0,9	0,7
150	104	1,1	0,8	0,7
225	156	1,6	1,3	1,1
300	208	1,7	1,3	1,1
375	260	1,4	1,1	0,9
450	313	0,9	0,7	0,6
525	365	0,6	0,4	0,4
590	410	0,4	0,3	0,2

Ce tableau indique que pour des charges inférieures à 150 kN, les tassements du modèle 3 sont égaux à 0,9 à 1,1 fois les mesures expérimentales, alors que le modèle 4 les sous-estime nettement. Pour des charges comprises entre 150 kN et 375 kN, soit inférieure à la charge de fluage, les tassements *in situ* sont bien estimés, cette fois, par le modèle 4 alors que le modèle 3 indique des tassements supérieurs d'un facteur 1,4 à 1,7.

La figure IV 4 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée, mesuré *in situ* et déterminé à partir du modèle réalisé avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb ($c = 0,1 \text{ kPa}$ et $\varphi = 40^\circ$) pour lequel le module de Young du ballast (E_{ballast}) est égal à 40, 69 ou 100 MPa, respectivement nommés modèle 5, 2 et 6.

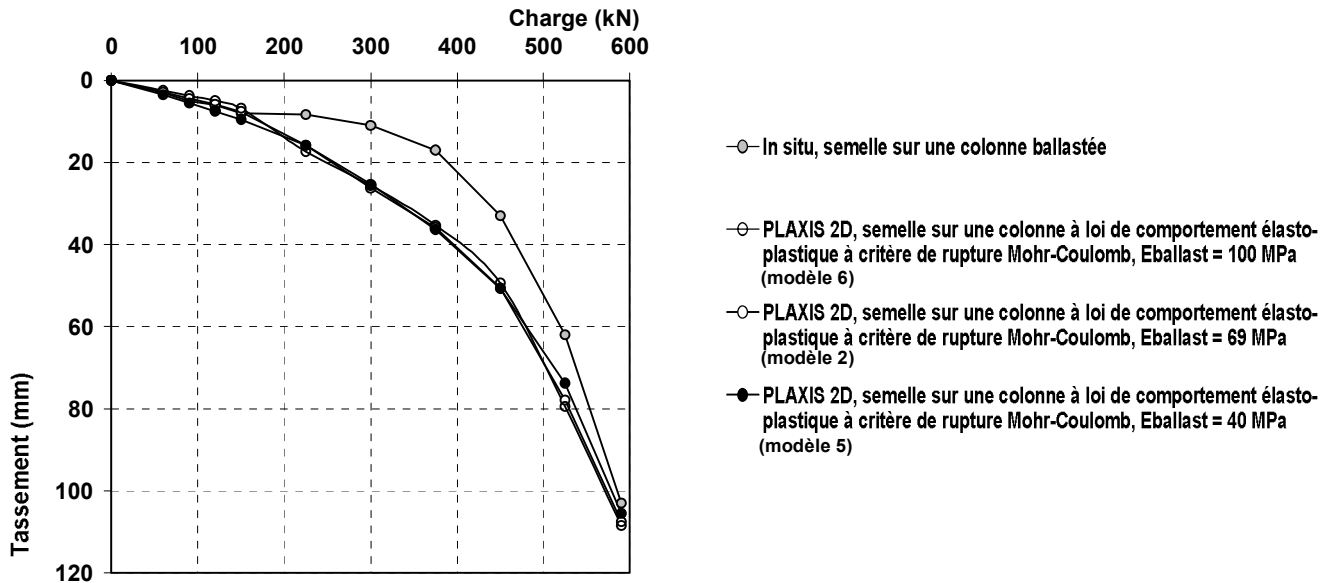


Figure IV 4 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb avec un module de Young égal à 40, 69 ou 100 MPa).

Le tableau IV 4 présente le rapport du tassement déterminé par les modèles de la figure IV 4 au tassement mesuré *in situ*.

Tableau IV 4 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 2, 5 et 6 au tassement *in situ*.

Charge (kN)	Contrainte (kPa)	Modèle 5 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb ($E_{\text{ballast}} = 40 \text{ MPa}$)	Modèle 2 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb ($E_{\text{ballast}} = 69 \text{ MPa}$)	Modèle 6 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb ($E_{\text{ballast}} = 100 \text{ MPa}$)
0	0	1,0	1,0	1,0
60	42	1,2	1,0	0,8
90	63	1,1	0,9	0,8
120	83	1,2	1,0	0,8
150	104	1,2	1,0	0,9
225	156	1,9	1,9	2,1
300	208	2,3	2,4	2,3
375	260	2,1	2,1	2,1
450	313	1,5	1,5	1,5
525	365	1,2	1,3	1,3
590	410	1,0	1,0	1,1

Ce tableau indique que pour des charges inférieures à 150 kN, les tassements du modèle 5 sont égaux de 1 à 1,2 fois les mesures expérimentales, alors que ceux du modèle 6 sont égaux de 0,8 à 0,9 fois les mesures expérimentales. Pour des charges comprises entre 150 kN et 375 kN, soit inférieure à la charge de fluage, les tassements déterminés par les deux modèle 5 et 6 sont, en moyenne, 2 fois supérieurs à ceux *in situ*.

La figure IV 5 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée, mesuré *in situ* et déterminé à partir du modèle réalisé avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb ($E_{ballast} = 69 \text{ MPa}$, $c = 0,1 \text{ kPa}$ et $\varphi = 40^\circ$) pour lequel l'angle de frottement du ballast est égal à 35, 40 ou 45°, respectivement nommés modèle 7, 2 et 8. Ces valeurs d'angle de frottement ont été choisies car, comme l'a montré l'étude bibliographique, elles correspondent à une gamme de valeur usuellement employée dans les calculs.

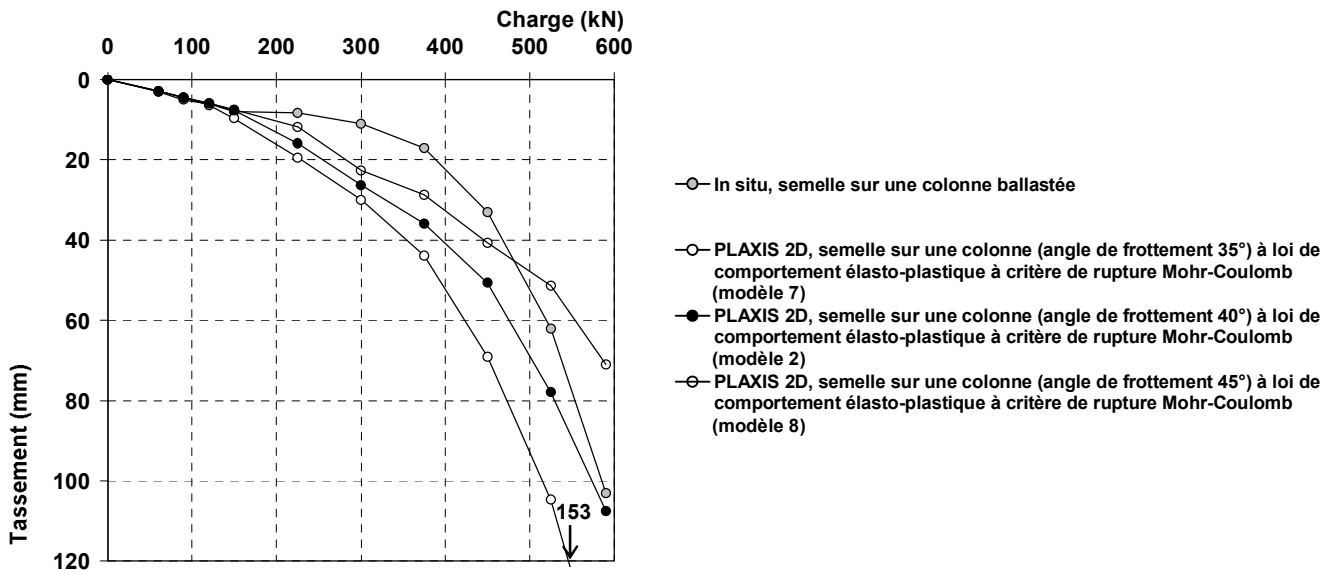


Figure IV 5 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb avec un angle de frottement égal à 35, 40 ou 45°).

Le tableau IV 5 présente le rapport du tassement déterminé par les modèles de la figure IV 5 au tassement mesuré *in situ*.

Tableau IV 5 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 2, 7 et 8 au tassement *in situ*.

Charge (kN)	Contrainte (kPa)	Modèle 7 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb ($\varphi_{ballast} = 35^\circ$)	Modèle 2 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb ($\varphi_{ballast} = 40^\circ$)	Modèle 8 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb ($\varphi_{ballast} = 45^\circ$)
0	0	1,0	1,0	1,0
60	42	1,0	1,0	1,0
90	63	0,9	0,9	0,9
120	83	1,1	1,0	1,0
150	104	1,2	1,0	0,9
225	156	2,3	1,9	1,4
300	208	2,7	2,4	2,1
375	260	2,6	2,1	1,7
450	313	2,1	1,5	1,2
525	365	1,7	1,3	0,8
590	410	1,5	1,0	0,7

Ce tableau indique que pour des charges inférieures à 150 kN, les tassements du modèle 7 sont égaux de 0,9 à 1,2 fois les mesures *in situ*, alors que ceux du modèle 8 sont égaux de 0,9 à 1 fois les mesures expérimentales. Pour des charges comprises entre 150 kN et 375 kN, soit inférieures à la charge de fluage, les tassements déterminés par le modèle 7 sont 2,3 à 2,7 fois supérieurs à ceux *in situ*, alors que ceux déterminés par le modèle 8 sont 1,4 à 2,1 fois supérieurs à ceux mesurés *in situ*.

La figure IV 6 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée, mesuré *in situ* et déterminé à partir du modèle réalisé avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire ($E_{ballast} = 69 \text{ MPa}$), pour lequel les paramètres mécaniques des matériaux sont soit drainés, modèle 9, soit non drainés, modèle 1.

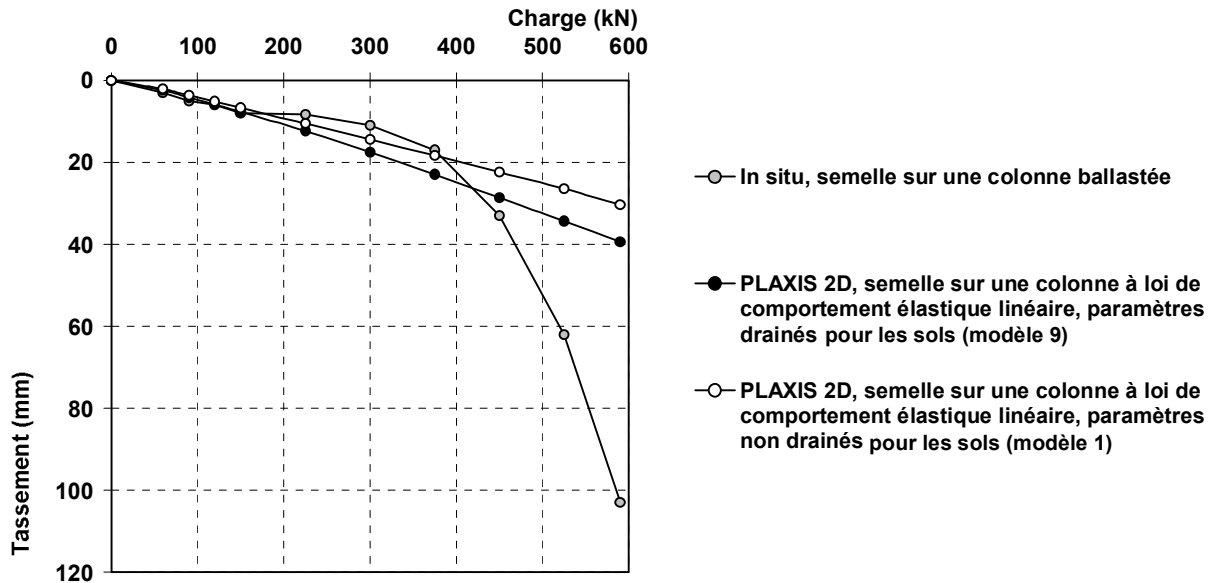


Figure IV 6 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élastique, paramètres drainés ou non drainés pour les sols).

Le tableau IV 6 présente le rapport du tassement déterminé par les modèles de la figure IV 6 au tassement mesuré *in situ*.

Tableau IV 6 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 1 et 9 au tassement *in situ*.

Charge (kN)	Contrainte (kPa)	Rapport du tassement numérique / tassement <i>in situ</i>	
		Modèle 1 Semelle sur une colonne à loi de comportement élastique linéaire, conditions non drainées pour les sols	Modèle 9 Semelle sur une colonne à loi de comportement élastique linéaire, conditions drainées pour les sols
0	0	1,0	1,0
60	42	0,7	0,8
90	63	0,7	0,8
120	83	0,9	1,0
150	104	0,8	1,0
225	156	1,3	1,5
300	208	1,3	1,6
375	260	1,1	1,3
450	313	0,7	0,9
525	365	0,4	0,6
590	410	0,3	0,4

Ce tableau indique que pour des charges inférieures à 150 kN, les tassements du modèle 9 sont égaux de 0,8 à 1 fois les mesures expérimentales, alors que ceux du modèle 1 sont égaux de 0,7 à 0,9 fois les mesures expérimentales. Pour des charges comprises entre 150 kN et 375 kN, soit inférieures à la charge de fluage, les tassements déterminés par le modèle 9 sont, en moyenne, 1,5 fois supérieurs à ceux *in situ*, alors que ceux déterminés par le modèle 1 sont 1,1 à 1,3 fois supérieurs à ceux mesurés *in situ*.

La figure IV 7 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données issues de l'essai en grandeur réelle ainsi que celles déterminées à partir des modélisations avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, en conditions non drainées (modèle 2) ou drainées (modèle 10).

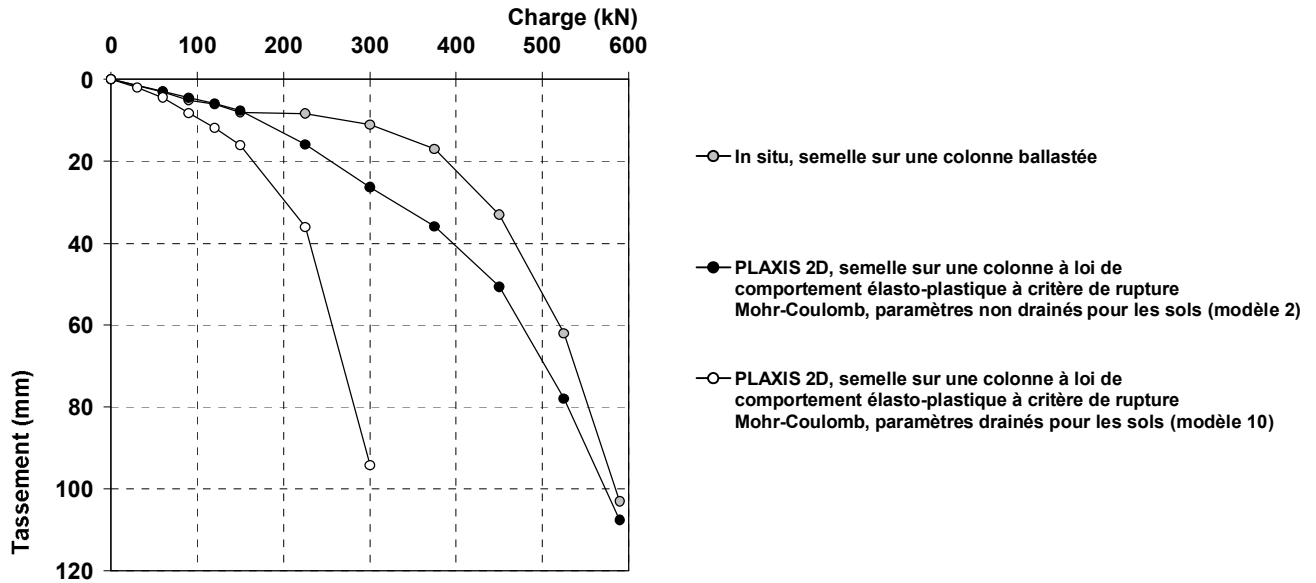


Figure IV 7 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, paramètres drainés ou non drainés pour les sols).

Le tableau IV 7 présente le rapport du tassement déterminé par les modèles de la figure IV 7 au tassement mesuré *in situ*.

Tableau IV 7 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 2 et 10 au tassement *in situ*.

Charge (kN)	Contrainte (kPa)	Rapport du tassement numérique / tassement <i>in situ</i>	
		Modèle 2 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb, conditions non drainées pour les sols	Modèle 10 Semelle sur une colonne à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb, conditions drainées pour les sols
0	0	1,0	1,0
60	42	1,0	1,5
90	63	0,9	1,6
120	83	1,0	2,0
150	104	1,0	2,0
225	156	1,9	4,3
300	208	2,4	8,6
375	260	2,1	
450	313	1,5	
525	365	1,3	
590	410	1,0	

Ce tableau indique que pour des charges inférieures à 150 kN, les tassements du modèle 10 sont égaux de 1,5 à 2 fois les mesures expérimentales, alors que ceux du modèle 2 sont égaux de 0,9 à 1 fois les mesures expérimentales. Pour des charges comprises entre 150 kN et 375 kN, soit inférieures à la charge de fluage, les tassements déterminés par le modèle 10 sont au moins quatre fois supérieurs à ceux *in situ*, alors que ceux déterminés par le modèle 2 sont 1,9 à 2,4 fois supérieurs à ceux mesurés *in situ*.

La figure IV 8 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données issues de l'essai en grandeur réelle ainsi que celles déterminées à partir des modélisations pour lesquelles la colonne a un angle de dilatance différent de 0° (valeur par défaut). Cette figure permet de constater que pour un angle de dilatance égal à $1/3$ de l'angle de frottement, soit 13° , les tassements *in situ* sont sous-estimés par la modélisation pour des contraintes inférieures à 150 kN.

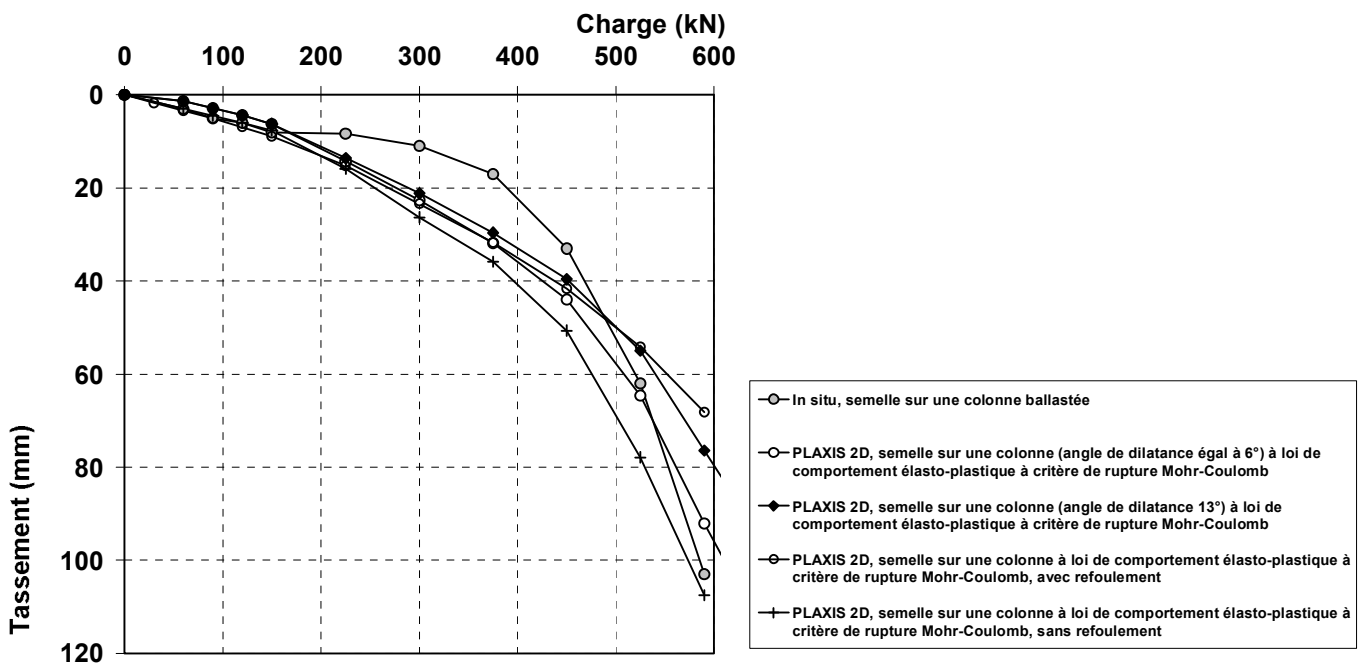


Figure IV 8 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D en fonction de l'angle de dilatance du ballast.

Cette étude paramétrique a permis de montrer que :

- pour une charge inférieure à 150 kN (104 kPa), les tassements déterminés par l'ensemble des modèles (sauf ceux cités ci-après) sont égaux à 0,7 à 1,2 fois les tassements *in situ*. Les modèles pour lesquels ces facteurs ne sont pas valables sont ceux avec une colonne élastique ayant un module de Young élevé, 100 MPa, ou une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, en conditions drainées. Ainsi, une modélisation en axisymétrie de révolution, pour laquelle les matériaux restent dans le domaine élastique linéaire, permet de déterminer convenablement les tassements pour un chargement inférieur à 150 kN.
- pour une charge comprise entre 150 kN et 375 kN, seule la modélisation avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire avec les paramètres originaux ou avec un module de Young élevé (100 MPa), permet de déterminer des tassements numériques égaux à 0,9

à 1,3 fois ceux mesurés *in situ*. Cependant, certains modèles, ceux ayant la colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, sont qualitativement mieux corrélés à la forme de la courbe expérimentale que l'ensemble des modèles en élasticité linéaire.

Cependant, la présence de la colonne et le fait d'avoir maintenue pendant 77 jours une charge de 150 kN semble avoir entraîné un phénomène de « consolidation » du sol, induisant la forme non caractéristique de la courbe de tassement observée. Par ailleurs, il convient de préciser que certains résultats de ces modélisations sont proches des mesures expérimentales bien qu'il reste néanmoins une incertitude sur les paramètres mesurés.

IV.1.3.2. Modélisation de la phase de mise en place de la colonne

Le mode de réalisation des colonnes, par vibrofonçage du vibreur et compactage du ballast, induit le refoulement latéral du sol, donc l'augmentation de sa densité et la modification de son comportement mécanique. Lors de la modélisation, deux types de processus peuvent être mis en œuvre afin de tenir compte du mode de réalisation de ces colonnes : augmentation de K_0 ou application d'un déplacement latéral par phases.

a. Augmentation de K_0

Le premier consiste à augmenter la valeur de K (coefficient des terres) de la valeur déterminée à partir de la formule $(1 - \sin(\varphi))$ à 1, au moins, bien que des valeurs supérieures à 1 n'aient aucun sens physique. Cette valeur de 1 permet de prendre en compte l'augmentation de la contrainte horizontale, mais cela est uniquement valable dans le cas d'un réseau régulier de colonnes, ce qui n'est pas notre cas. L'influence du K_0 sur la réduction des tassements n'a pas pu être définie à partir du modèle initial (12 m de large). En effet, l'augmentation de K_0 ne peut être considérée que dans le cas d'un réseau régulier de colonnes. Pour cela, un modèle représentant une cellule unité (une colonne plus le sol tributaire), qui ne fait plus que 2 m de large, a été réalisé. Dans ce cas, la colonne chargée est considérée comme étant entourée de colonnes qui, lors de leur mise en place, ont entraîné l'augmentation de K_0 .

La figure IV 9 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée, mesuré *in situ* et déterminé à partir du modèle réalisé avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb ($E_{\text{ballast}} = 69 \text{ MPa}$, $c = 0,1 \text{ kPa}$ et $\varphi = 40^\circ$), modèle 2 bis, pour lequel le sol situé autour de la colonne a un coefficient de repos des terres, K_0 , égal à 0,5, 1,5, 2, 3, 5 ou 10. Il est à noter que pour un K_0 supérieur à 3, l'application des contraintes initiales (gravité) induit une plastification des couches de sol. Cette figure montre que pour un K_0 égal à 10, les tassements numériques sont parfaitement corrélés aux mesures expérimentales pour des charges comprises entre 225 et 375 kN.

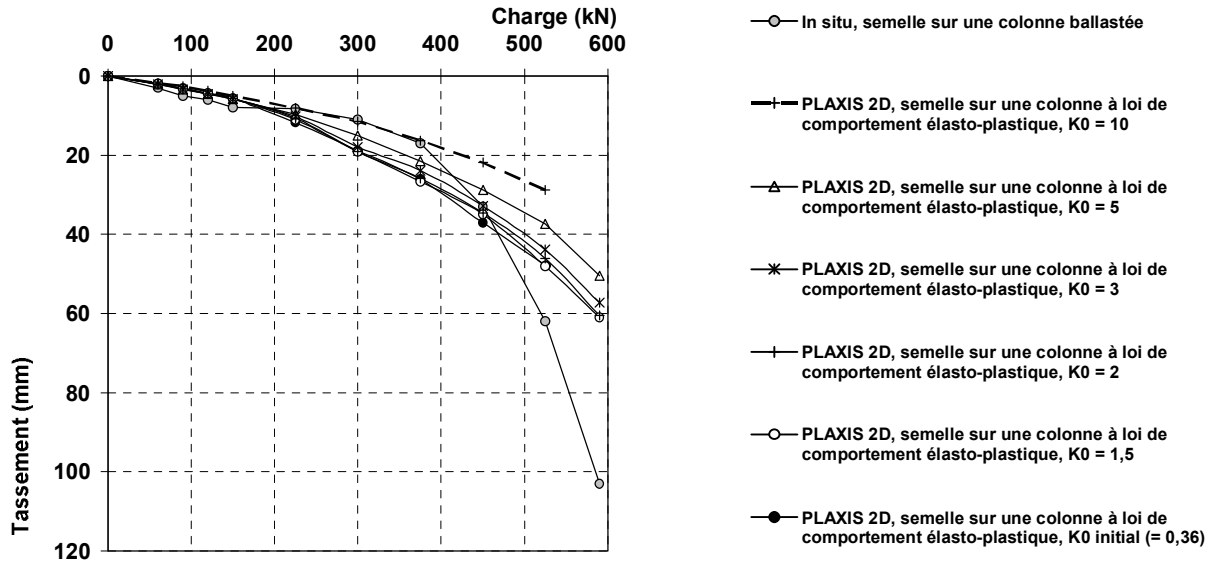


Figure IV 9 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, K_0 égal à 1, 1,5, 2 ou 3).

Le tableau IV 8 présente le rapport du tassement de la semelle sur la colonne avec les sols ayant un K_0 (initial) déterminé à partir de l'angle de frottement ($K_0 = 1 - \sin(\varphi)$) sur le tassement de la semelle sur une colonne avec les sols ayant un K_0 égal à 1,5, 2, 3, 5 ou 10. L'analyse de ce tableau indique que, pour une charge inférieure à 150 kN, l'augmentation de K_0 n'entraîne pas de diminution du tassement par rapport à la modélisation au K_0 initial.

Tableau IV 8 - Rapport de tassement du K_0 initial sur le K_0 considéré.

Charge (kN)	1,5	2	3	5	10
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
60	0,96	0,93	0,88	0,89	1,02
90	0,98	0,96	0,93	0,93	1,21
120	0,98	0,97	0,95	0,95	1,15
150	1,00	0,99	0,98	0,98	1,14
225	1,07	1,10	1,15	1,20	1,45
300	0,99	0,99	1,05	1,26	1,63
375	0,98	1,01	1,09	1,21	1,61
450	1,06	1,07	1,13	1,29	1,69
525	0,99	1,04	1,09	1,28	1,66

Cependant, pour une charge identique, supérieure ou égale à 225 kN, la diminution du tassement est fonction de l'augmentation du K_0 .

Toutefois, cette diminution reste limitée bien que les valeurs de K_0 utilisées soient importantes.

b. Application d'un déplacement latéral par phases

L'autre méthode permettant de prendre en compte le mode de réalisation d'une colonne ballastée, consiste à introduire à la place de la future colonne, un matériau à loi de comportement élastique linéaire, et à imposer un déplacement latéral à la limite rayon du vibreur-sol, de

remplacer ce matériau, contenu dans l'espace du rayon du vibreur et d'une partie du sol, par du ballast, ceci afin de constituer la colonne (figure IV 10). Le matériau étant remplacé par du ballast est un matériau fictif, à loi de comportement parfaitement élastique et ayant un très faible module d'élasticité. Guetif *et al.* (2004) ont réalisé un déplacement latéral imposé afin de simuler le refoulement dû à la mise en place d'une colonne mais ce déplacement a été effectué en une seule phase sur une colonne de 12,25 m de profondeur. Nous avons réalisé la construction progressive de la colonne en matériau élastique (figure IV 10). En effet, nous avons imposé un déplacement latéral, par segments de 0,5 m, à la limite entre le rayon du vibreur et le sol (figure IV 10 étape 1). Le déplacement est de 0,18 m et correspond à l'augmentation de rayon du vibreur (0,26 m) à celui de la colonne en place (0,44 m). Puis, le matériau élastique ainsi que le sol présents dans le segment refoulé ont été remplacés par du ballast (étape 2). Cette procédure a été appliquée de la base de la colonne jusqu'au sommet de celle-ci (étapes 1 à 28). Dans un même modèle, il n'a pas été possible de réaliser deux diamètres différents de colonne, l'un dans l'argile et l'autre dans la marne, car à l'application du refoulement à la zone de passage d'un diamètre à l'autre, celle-ci ne permettait pas une convergence des calculs.

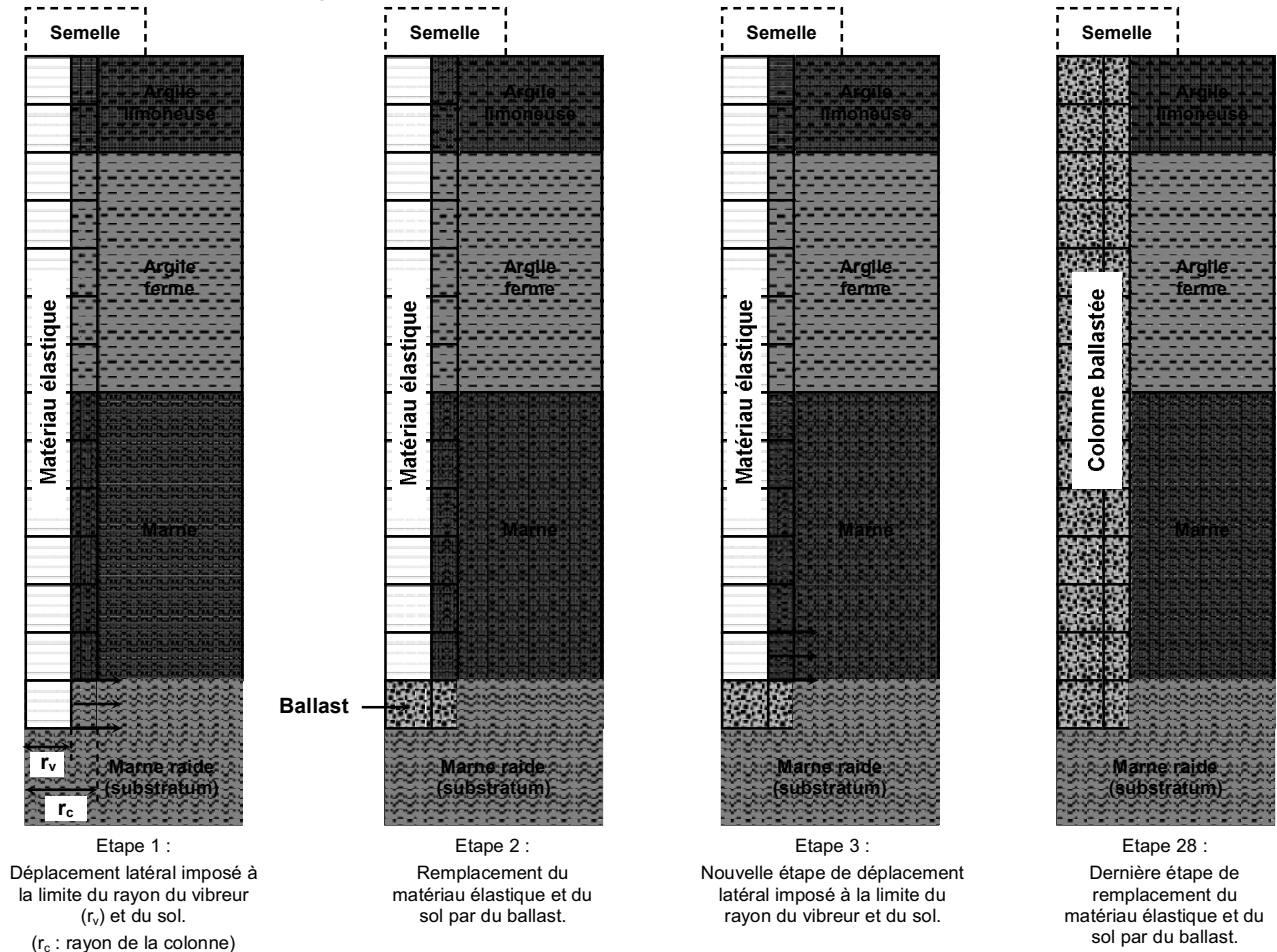


Figure IV 10 - Schéma de principe de la construction par étapes de la colonne.

La figure IV 11 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée, mesuré *in situ* et déterminé à partir d'un modèle réalisé avec la méthode du déplacement latéral imposé. Les résultats des deux autres modèles (modèle 1 et 2) ont été présentés au paragraphe 1.3.1 (étude paramétrique). Il s'agit du modèle avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire ou élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb. Seuls les tassements pour le modèle avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, pour lequel la colonne a été mise en place par refoulement latéral du sol (modèle 11), seront analysés

ici car les résultats des deux autres modèles ont été analysés précédemment. Les sols sont en conditions non drainées.

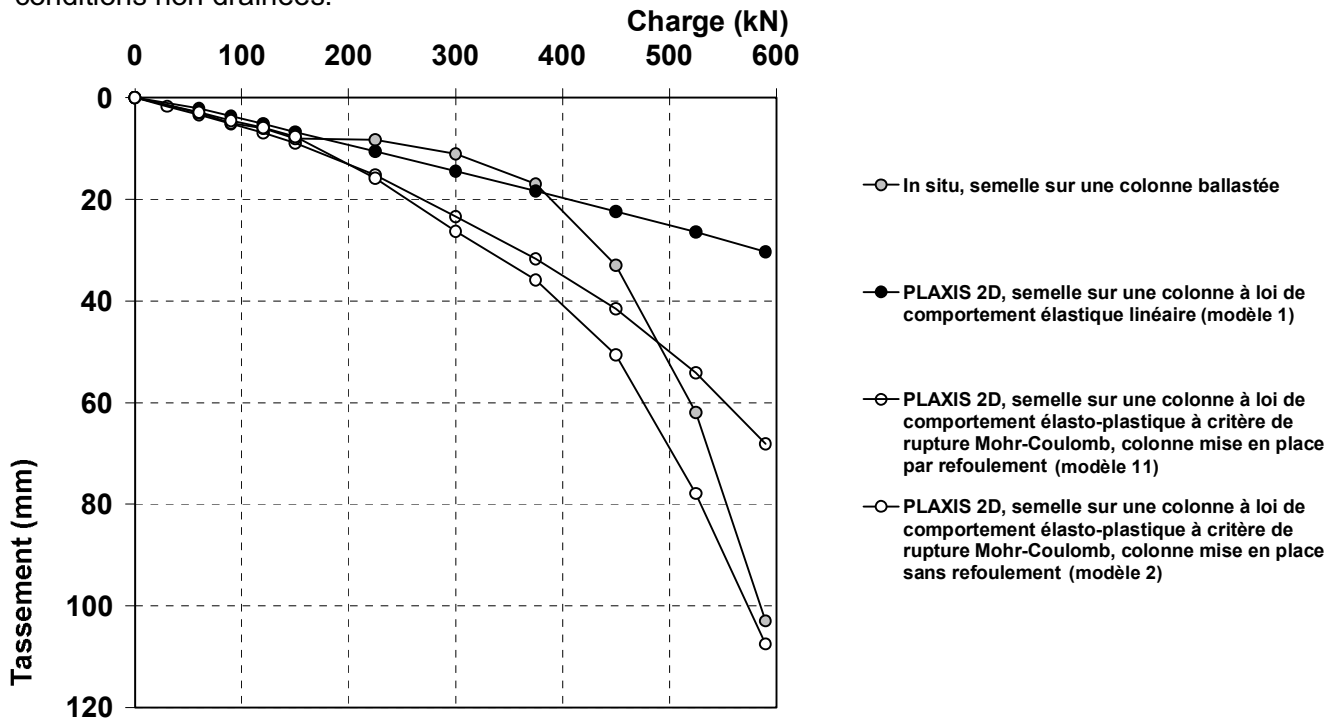


Figure IV 11 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne ballastée à partir des données expérimentales et de ceux obtenus en 2D (colonne à loi de comportement soit élastique linéaire, soit élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb et mise en place avec ou sans refoulement).

Le tableau IV 9 présente le rapport du tassement déterminé par les modèles de la figure IV 11 au tassement mesuré *in situ*.

Tableau IV 9 - Rapport du tassement numérique pour les modèles 1, 2 et 11 au tassement *in situ*.

Charge (kN)	Contrainte (kPa)	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 11
		Semelle sur une colonne à loi de comportement élastique linéaire	Semelle sur une colonne, mise en place sans refoulement, à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb	Semelle sur une colonne, mise en place avec refoulement, à loi de comportement élasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb
0	0	1,0	1,0	1,0
60	42	0,7	1,0	1,1
90	63	0,7	0,9	1,0
120	83	0,9	1,0	1,2
150	104	0,8	1,0	1,1
225	156	1,3	1,9	1,8
300	208	1,3	2,4	2,1
375	260	1,1	2,1	1,9
450	313	0,7	1,5	1,3
525	365	0,4	1,3	0,9
590	410	0,3	1,0	0,7

Ce tableau indique que pour des charges inférieures à 150 kN, les tassements du modèle 11 valent 1 à 1,2 fois les mesures expérimentales, alors que ceux du modèle 2 sont égaux de 0,9 à 1 fois les mesures expérimentales. Pour des charges comprises entre 150 kN et 375 kN, soit inférieure à la charge de fluage, les tassements déterminés par le modèle 11 sont, en moyenne, 2 fois supérieurs à ceux *in situ*, alors que ceux déterminés par le modèle 2 sont 1,9 à 2,4 fois supérieurs à ceux mesurés *in situ*.

Ainsi, la prise en compte du mode de réalisation de la colonne par refoulement latéral du sol, permet une légère réduction des tassements entre 150 et 375 kN, en comparaison au cas sans refoulement.

IV.1.3.3. Comparaison des tassements des semelles avec et sans colonne

La figure IV 12 présente le tassement de la semelle sur le sol naturel (a) et celui de la semelle sur la colonne ballastée mise en place par refoulement latéral (b), en fonction de la distance à l'axe de la semelle, sous la semelle, à 2, 2,5 et 4,5 m de profondeur, pour une charge appliquée de 60 kN. Les figures IV 13 et IV 14 présentent ces tassements mais pour des charges appliquées de 225 et 300 kN, respectivement. Ces figures permettent de constater que la charge est bien appliquée de façon répartie sur la base de la semelle car le tassement est homogène à la base de la semelle. Par ailleurs, la présence de la colonne sous la semelle influence considérablement la forme du tassement.

Le tableau IV 10 présente le pourcentage du tassement à la profondeur indiquée par rapport à celui déterminé sous la base de la semelle.

Tableau IV 10 - Pourcentage du tassement total à une profondeur donnée selon la charge considérée.

Charge (kN)	Semelle sur le sol naturel			Semelle sur une colonne ballastée		
	A 0,5 m sous la base de la semelle (0,42 x largeur de la semelle)	A 1 m sous la base de la semelle (0,83 x largeur de la semelle)	A 2 m sous la base de la semelle (1,67 x largeur de la semelle)	A 0,5 m sous la base de la semelle (0,42 x largeur de la semelle)	A 1 m sous la base de la semelle (0,83 x largeur de la semelle)	A 2 m sous la base de la semelle (1,67 x largeur de la semelle)
60	90 %	58 %	24 %	82 %	64 %	24 %
225	76 %	36 %	14 %	78 %	51 %	30 %
300	81 %	25 %	9 %	85 %	38 %	14 %

Ce tableau permet de constater que, selon les charges appliquées :

- 76 à 90 % du tassement total s'effectue à une profondeur équivalente à 0,42 fois la largeur de la semelle, dans le cas de la semelle reposant sur le sol naturel ;
- 78 à 85 % du tassement total s'effectue à une profondeur équivalente à 0,42 fois la largeur de la semelle, dans le cas de la semelle reposant sur une colonne ballastée.

Ces modélisations montrent ainsi que le tassement total de la semelle, qu'elle soit sur le sol naturel ou sur une colonne ballastée, s'effectue à plus de 75 %, sur une profondeur de 0,42 fois la largeur de la semelle. Dans ces cas, les propriétés mécaniques du sol à faible profondeur influencent notablement le tassement de la semelle, qu'elle soit ou non sur une colonne ballastée.

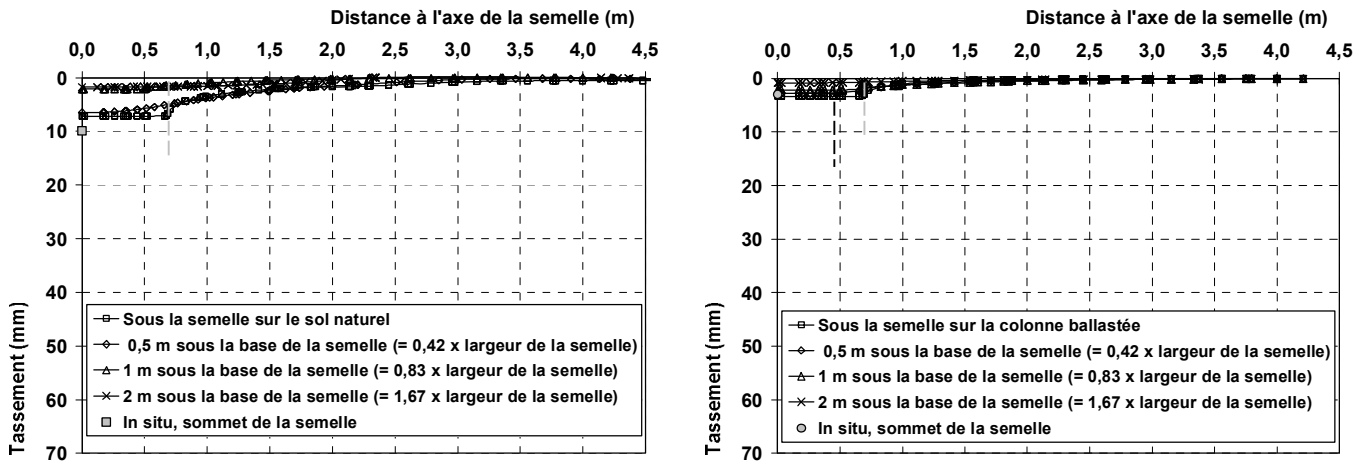


Figure IV 12 - Tassement de la semelle sur le sol naturel (a) et de celui de la semelle sur la colonne ballastée (b), en fonction de la distance à l'axe de la semelle, sous la semelle, à 2, 2,5 et 3 m de profondeur, pour une charge appliquée de 60 kN.

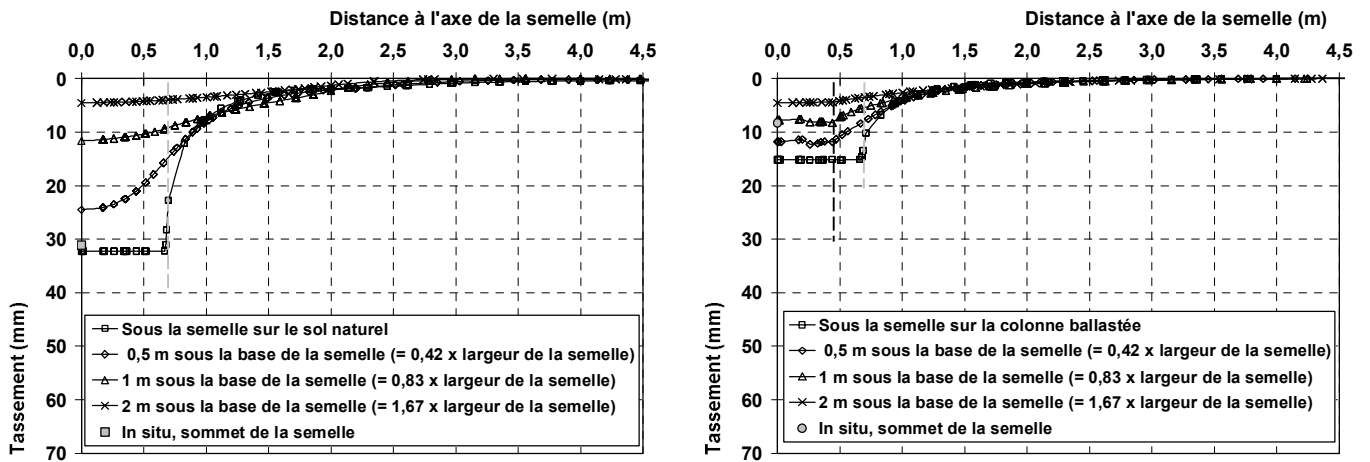


Figure IV 13 - Tassement de la semelle sur le sol naturel (a) et de celui de la semelle sur la colonne ballastée (b), en fonction de la distance à l'axe de la semelle, sous la semelle, à 2, 2,5 et 3 m de profondeur, pour une charge appliquée de 225 kN.

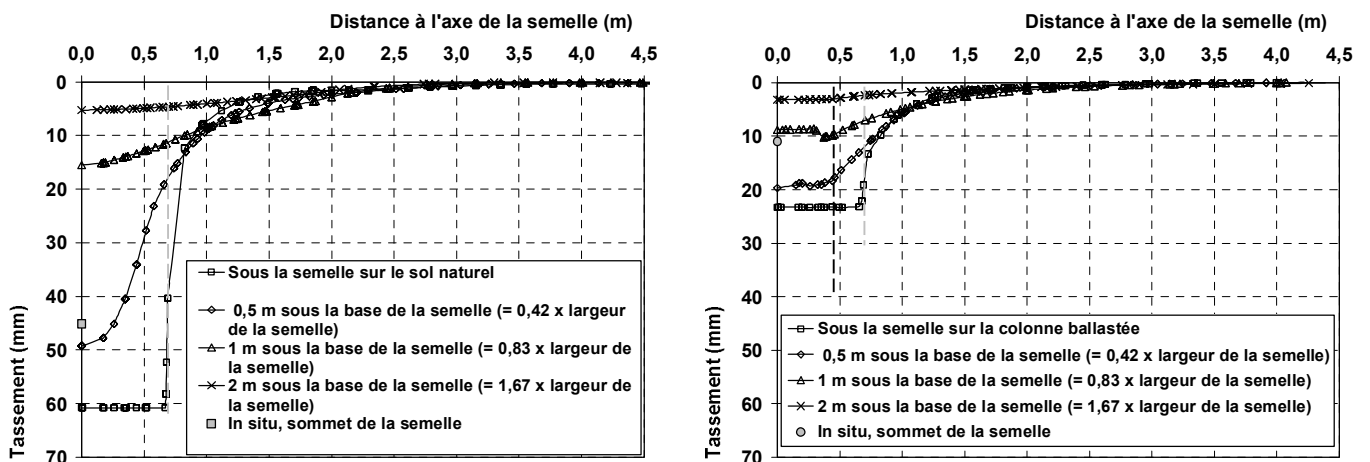


Figure IV 14 - Tassement de la semelle sur le sol naturel (a) et de celui de la semelle sur la colonne ballastée (b), en fonction de la distance à l'axe de la semelle, sous la semelle, à 2, 2,5 et 3 m de profondeur, pour une charge appliquée de 300 kN.

La figure IV 15 présente le tassement de la semelle sur le sol non amélioré ainsi que le tassement de la semelle sur la colonne ballastée, déterminé à partir des essais en grandeur réelle et des modèles 1, 2 et 11 (cf. tableau IV 9). Mise à part les modélisations de la semelle avec colonne, précédemment commentées, cette figure permet de constater que les résultats obtenus par la modélisation d'une semelle sur le sol naturel sont nettement supérieurs à ceux obtenus par l'essai en grandeur réelle. En effet, les tassements obtenus *in situ* sont 1,4 à 2 fois inférieurs à ceux de la modélisation selon la charge considérée.

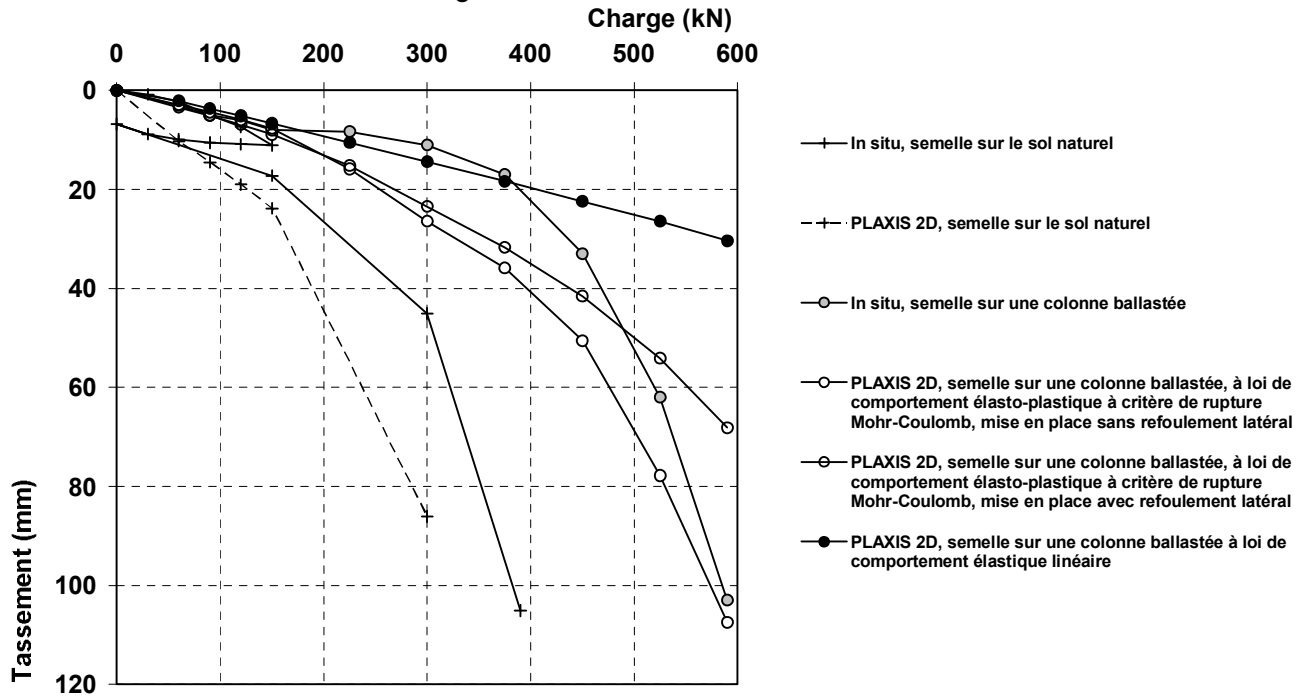


Figure IV 15 - Comparaison du tassement de la semelle sur la colonne et de la semelle sur le sol naturel, à partir des données expérimentales, et de ceux obtenus en 2D, pour une colonne mise en place avec ou sans refoulement, et pour le sol naturel.

Il aurait été intéressant de réaliser une rétro analyse afin de déterminer les caractéristiques du sol naturel permettant d'obtenir, par la modélisation, la courbe de tassement *in situ* de la semelle sur le sol naturel. Cependant, cette analyse est délicate à effectuer car il s'agit de déterminer arbitrairement le ou les paramètres à faire varier afin d'obtenir la courbe la plus proche de celle obtenue par l'essai en grandeur réelle. Or, les paramètres mécaniques des matériaux utilisés dans la modélisation sont issus des essais de laboratoire, dont l'incertitude ne peut être négligée.

La figure IV 16 présente le facteur de réduction du tassement en fonction de la charge appliquée, dans le cas des essais en grandeur réelle et des modélisations en 2D. Ces modélisations sont celles de la colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, mise en place avec ou sans refoulement latéral du sol, et pour la colonne à loi de comportement élastique linéaire. Cette figure permet de constater que, après une augmentation de la valeur unitaire à une valeur comprise entre 3 et 4,8 selon les modèles, ce facteur diminue jusqu'à environ 2,5 ou 3,7, à 225 kN, puis augmente jusqu'à 3,3 ou 6. Les valeurs obtenues sont supérieures à celles *in situ* pour des charges inférieures à 150 kN, et inférieures ensuite pour les deux modèles avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique. Par ailleurs, seule l'augmentation de ce facteur après 225 kN pour l'ensemble des modélisations est corrélée à l'augmentation *in situ*.

Ainsi, dans les modélisations, la colonne ballastée est efficace dès le début de l'application de la charge, ce qui n'est pas mis en évidence par les essais réalisés en grandeur réelle. En effet, malgré l'application d'un préchargement, il se peut que le tassement initial de la colonne soit dû au réarrangement des éléments de ballast. Dans la méthode de Priebe (1991), un facteur de correction permet de prendre en compte, dans les calculs, la compressibilité du ballast.

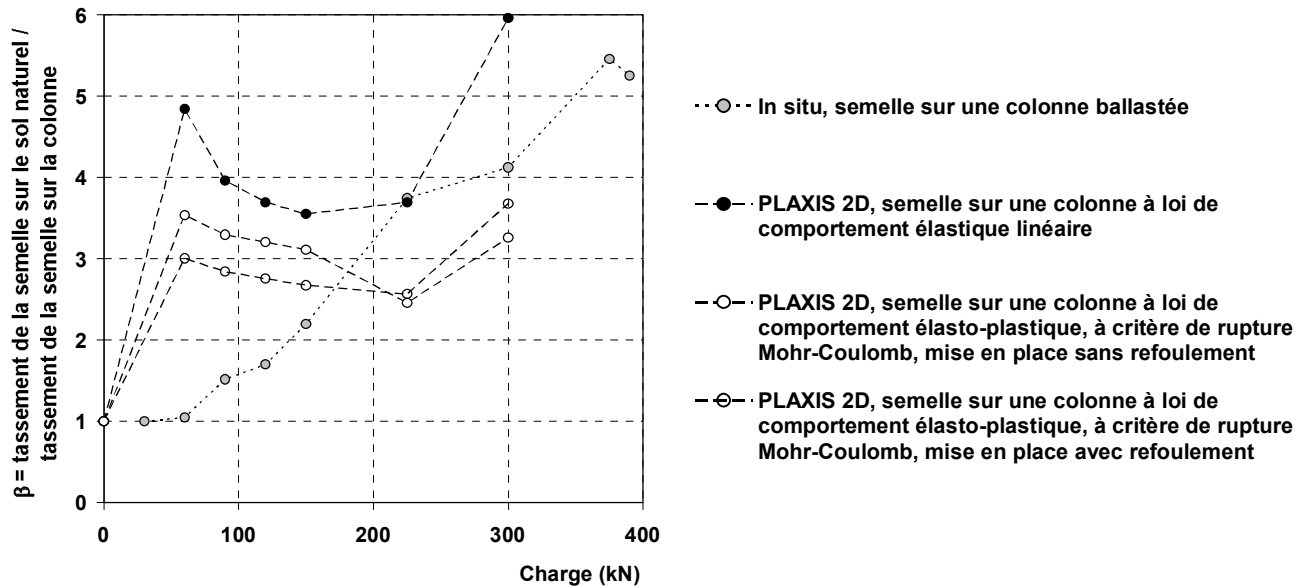


Figure IV 16 - Facteur de réduction du tassement déterminé à partir des données expérimentales et à partir de trois modèles 2D avec les paramètres originaux.

Conclusion

L'étude paramétrique réalisée sur des modèles en 2D en axisymétrie de révolution, montre qu'un modèle avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire (les sols étant élasto-plastiques) permet de déterminer les tassements *in situ* avec une incertitude de $\pm 30\%$ jusqu'à la charge de fluage. Par ailleurs, les tassements déterminés à partir d'un modèle avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, sont tout aussi précis, mais pour une charge inférieure à 150 kN (104 kPa). Cependant, la présence de la colonne et le fait d'avoir maintenue pendant 77 jours, une charge de 150 kN semble avoir entraîné un phénomène de « consolidation » du sol, induisant la forme non caractéristique de la courbe de tassement observée. Ainsi, la courbe des tassements déterminés à partir du modèle avec la colonne élasto-plastique, est qualitativement correcte mais pas quantitativement.

Par ailleurs, la prise en compte de la mise en place de la colonne dans le sol, soit en augmentant le K_0 , soit en mettant en place une procédure de refoulement latéral du sol, permettent, dans une certaine mesure, de réduire les tassements déterminés. Seule une forte valeur de K_0 (≥ 5) permet une estimation fiable des tassements élastiques. Cependant, la procédure de refoulement du sol ne permet pas d'obtenir fidèlement les tassements *in situ*.

Enfin, la comparaison des facteurs de réduction des tassements pour les modèles les plus caractéristiques, indique que la colonne ballastée est efficace dès le début de l'application de la charge, ce qui n'est pas mis en évidence par les essais réalisés en grandeur réelle. Cependant, pour une charge supérieure à 225 kN (156 kPa), les facteurs de réduction des tassements *in situ* et numériques évoluent dans le même sens, indiquant une diminution importante (> 3) du tassement par rapport au sol non amélioré, grâce à la présence de la colonne.

Après avoir considéré les tassements déterminés par les modèles en axisymétrie de révolution réalisés avec le logiciel PLAXIS® 2D, les déplacements horizontaux de certains de ces modèles sont présentés dans la suite de ce mémoire.

IV.1.4. Déplacements horizontaux

Les trois modèles ayant été utilisés pour déterminer les déplacements horizontaux dans le cadre de cette étude avec le logiciel PLAXIS® 2D, sont ceux d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement :

- élastique linéaire ;
- élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, mise en place sans refoulement ;
- élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, mise en place avec refoulement.

L'ensemble des mesures commence à 1,5 m de profondeur qui correspond au sommet de la colonne ballastée.

IV.1.4.1. Comparaison des mesures *in situ* et des modélisations 2D

La figure IV 17 présente le déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1, mesuré *in situ* et déterminé par le modèle avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire, pour des charges verticales de 60, 150 et 375 kN. Les résultats issus de ce modèle indiquent que la colonne s'expande préférentiellement entre 1,5 et 2,5 m de profondeur, c'est-à-dire dans la couche d'argile limoneuse molle. Les déplacements expérimentaux sont nuls pour ces charges verticales. Par ailleurs, les déplacements calculés restent très faibles, inférieurs à 1 mm, pour des profondeurs croissantes.

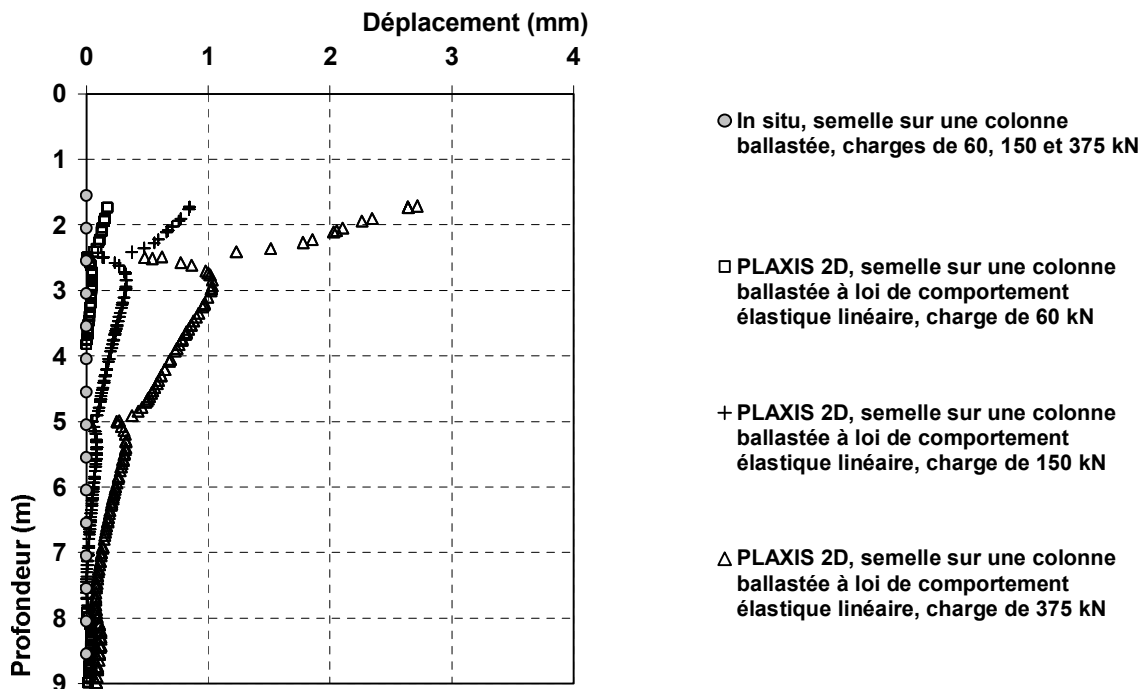


Figure IV 17 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle à colonne élastique linéaire), pour des charges verticales de 60, 150 et 375 kN.

La figure IV 18 présente le déplacement horizontal du sol déterminé par le modèle sans refoulement du sol, à l'emplacement de l'inclinomètre 1, ainsi que les déplacements

expérimentaux mesurés par cet inclinomètre, pour des charges appliquées sur la semelle de 60, 150 et 375 kN.

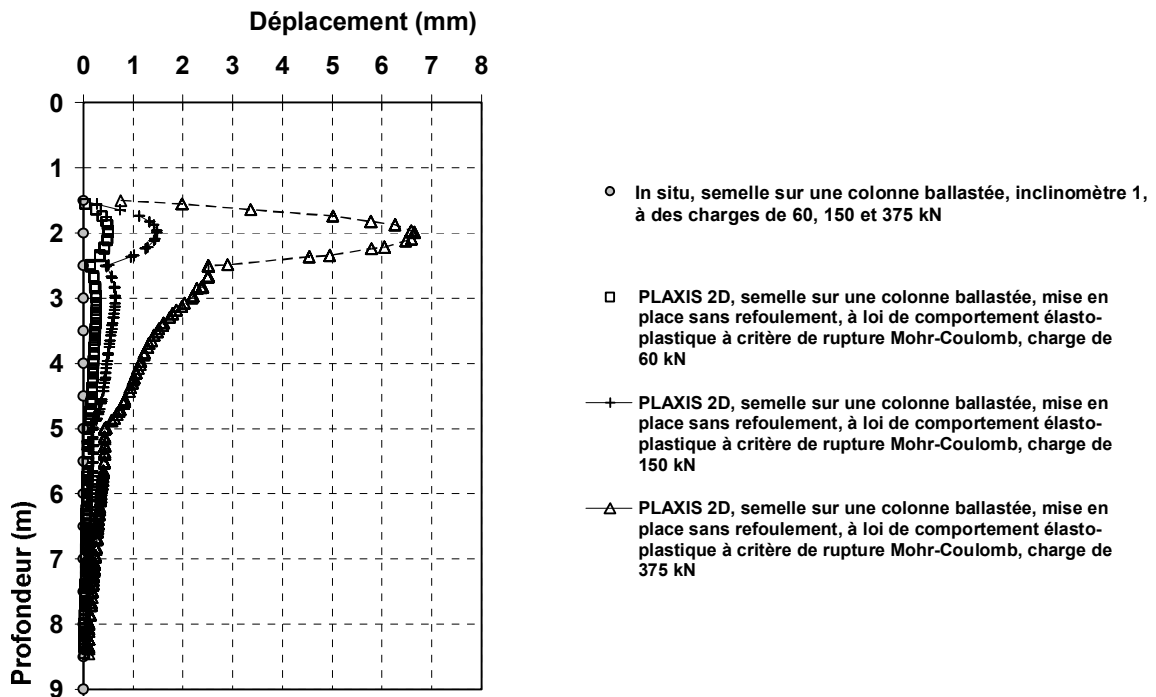


Figure IV 18 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle avec colonne élasto-plastique mise en place sans refoulement), pour des charges verticales de 60, 150 et 375 kN.

Pour ces charges, les déplacements mesurés par l'inclinomètre 1 sont nuls, alors que ceux déterminés par la modélisation augmentent progressivement en fonction de la charge et sont maxima à 2 m de profondeur, dans la couche d'argile limoneuse molle. A cette profondeur, les déplacements sont légèrement supérieurs à 6 mm pour une charge de 375 kN. Par ailleurs, cette figure indique que les déplacements horizontaux sont très faibles, inférieurs à 2 mm pour une profondeur inférieure à 3 m, quelle que soit la charge considérée.

La figure IV 19 présente le déplacement horizontal du sol déterminé par le modèle avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire, à l'emplacement de l'inclinomètre 1, ainsi que les déplacements expérimentaux mesurés par cet inclinomètre, pour une charge appliquée sur la semelle de 525 kN. L'analyse de cette figure permet de constater que les mesures expérimentales ainsi que celles déterminées par cette modélisation indiquent l'expansion latérale de la colonne dans l'argile limoneuse molle. Cependant, le déplacement horizontal maximal expérimental est environ 3,5 fois supérieur à celui de cette modélisation et correspond à un sol plastifié.

La figure IV 20 présente le déplacement horizontal du sol déterminé par le modèle sans refoulement du sol, à l'emplacement de l'inclinomètre 1, ainsi que les déplacements expérimentaux mesurés par cet inclinomètre, pour une charge appliquée sur la semelle de 525 kN. Cette figure permet de constater que, pour cette charge, les résultats issus de la modélisation sont relativement bien corrélés aux mesures expérimentales. En effet, le déplacement est maximal à 2 m de profondeur, et qu'il est égal à 13,6 mm *in situ*, alors qu'il est déterminé à 13,5 mm par la modélisation. Cependant, la zone maximale d'expansion de la colonne est plus étroite dans la modélisation qu'*in situ*. Par ailleurs, la forme générale du déplacement déterminée par la modélisation, est très semblable à celle obtenue expérimentalement. On constate aussi que le

déplacement maximal à l'emplacement de l'inclinomètre est égal à 85 % du déplacement en bordure de la colonne.

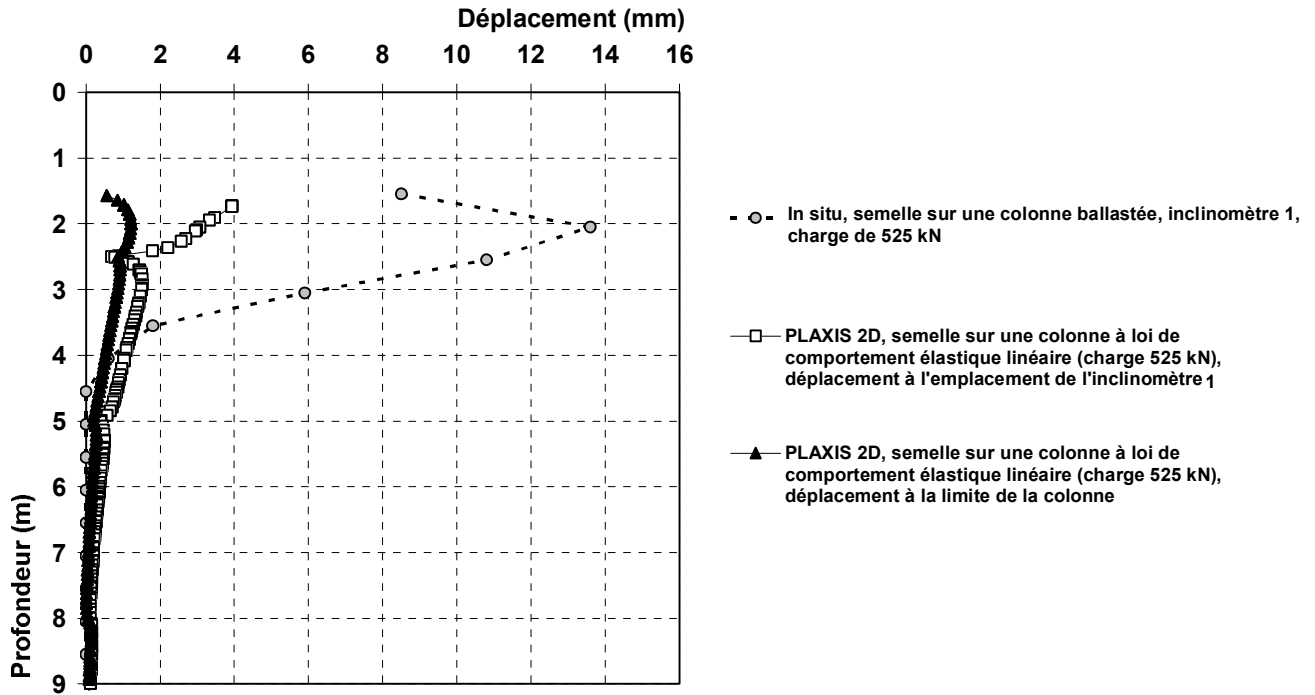


Figure IV 19 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle avec colonne élastique linéaire) et en bordure de la colonne (modèle avec colonne élastique linéaire), pour une charge verticale de 525 kN.

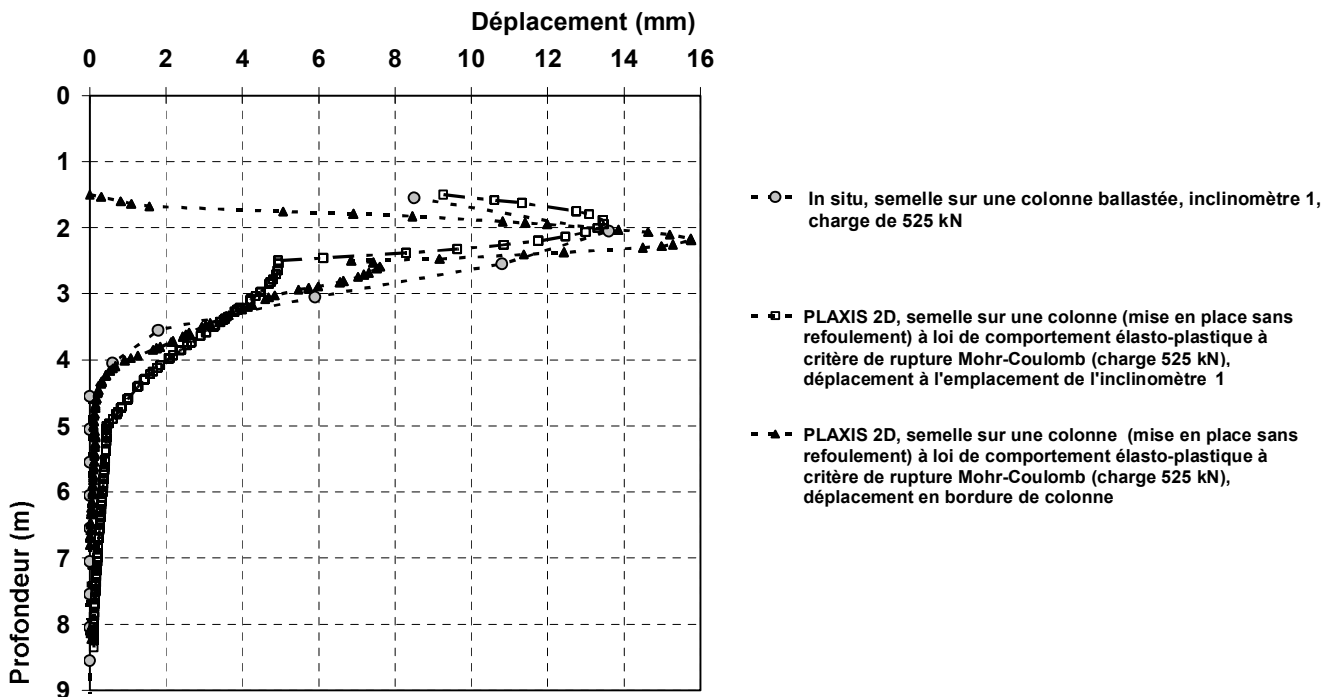


Figure IV 20 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle avec colonne élasto-plastique mise en place sans refoulement), et en bordure de la colonne (modèle avec colonne élasto-plastique) pour une charge verticale de 525 kN.

La figure IV 21 présente le déplacement horizontal du sol déterminé par le modèle avec refoulement du sol, à l'emplacement de l'inclinomètre 1, ainsi que les déplacements expérimentaux mesurés par cet inclinomètre, pour une charge appliquée sur la semelle de 525 kN. Cette figure permet de constater que, comme pour la figure IV 20 pour cette charge, les résultats issus de la modélisation sont bien corrélés aux mesures expérimentales. En effet, le déplacement est maximal à 2 m de profondeur et est égal à 13,6 mm *in situ*, et 11,8 mm pour la modélisation. Cependant, le déplacement à 1,5 m de profondeur déterminé par la modélisation, 2,1 mm, est environ 4 fois plus faible que celui déterminé par les mesures expérimentales, 8,5 mm. La zone maximale d'expansion de la colonne est plus étroite dans la modélisation qu'*in situ*. Par ailleurs, la forme générale du déplacement déterminé par la modélisation, est très semblable à celle mesurée expérimentalement. On constate aussi que le déplacement maximal à l'emplacement de l'inclinomètre est quasiment égal au déplacement en bordure de la colonne.

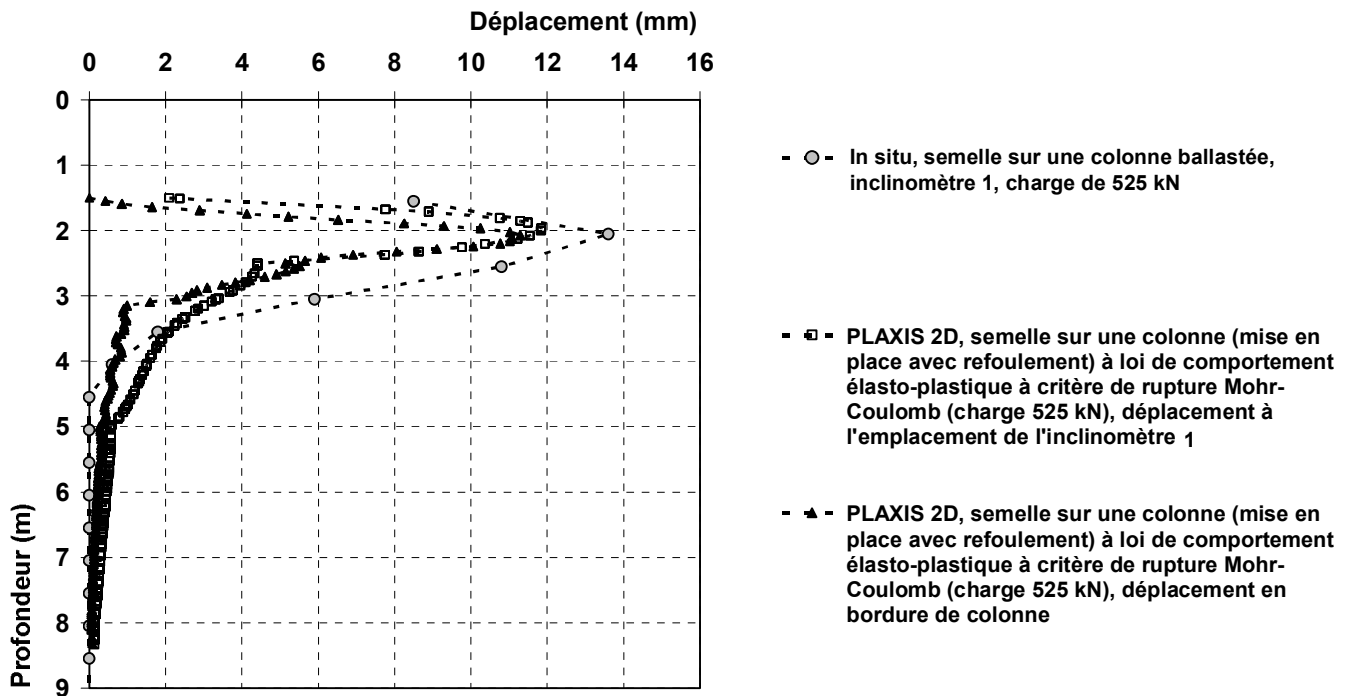


Figure IV 21 - Déplacement horizontal du sol à l'emplacement de l'inclinomètre 1 (mesures expérimentales et modèle avec colonne élasto-plastique, mise en place avec refoulement), et en bordure de la colonne (modèle avec colonne élasto-plastique) pour une charge verticale de 525 kN.

Conclusion

L'analyse des déplacements horizontaux déterminés par les trois modèles caractéristiques réalisés avec PLAXIS® 2D permet de constater que ceux-ci indiquent une expansion latérale de la colonne dans la couche de sol ayant les caractéristiques mécaniques les plus faibles. Les déplacements horizontaux numériques peuvent être très différents des mesures expérimentales (cf. figures IV 17, IV 18 et IV 19). Cette expansion n'est pourtant pas mesurée expérimentalement. Les déplacements maximaux sont donc concentrés entre 1,5 et 2,5 m, voire 3 m, de profondeur. Par ailleurs, ces modélisations indiquent que les valeurs de déplacement horizontal sont relativement variables de ceux mesurés expérimentalement, en tenant compte du mode de réalisation de la colonne, de la charge considérée ainsi que des lois de comportement associées aux divers matériaux (sols et colonne). Ceci est particulièrement significatif pour les charges inférieures à 525 kN.

Après avoir considéré les déplacements horizontaux, les contraintes totales verticales sont présentées.

IV.1.5. Contraintes totales verticales

Les contraintes totales verticales mesurées *in situ* sont été comparées à celles déterminées à partir des trois modèles précédemment cités.

IV.1.5.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations 2D

La figure IV 22 présente le rapport de concentration des contraintes totales verticales (contrainte sur la colonne sur la contrainte sur le sol) en fonction de la charge verticale appliquée sur la semelle, pour les mesures expérimentales ainsi que pour les trois modèles (colonne élasto-plastique mise en place avec ou sans refoulement et colonne élastique).

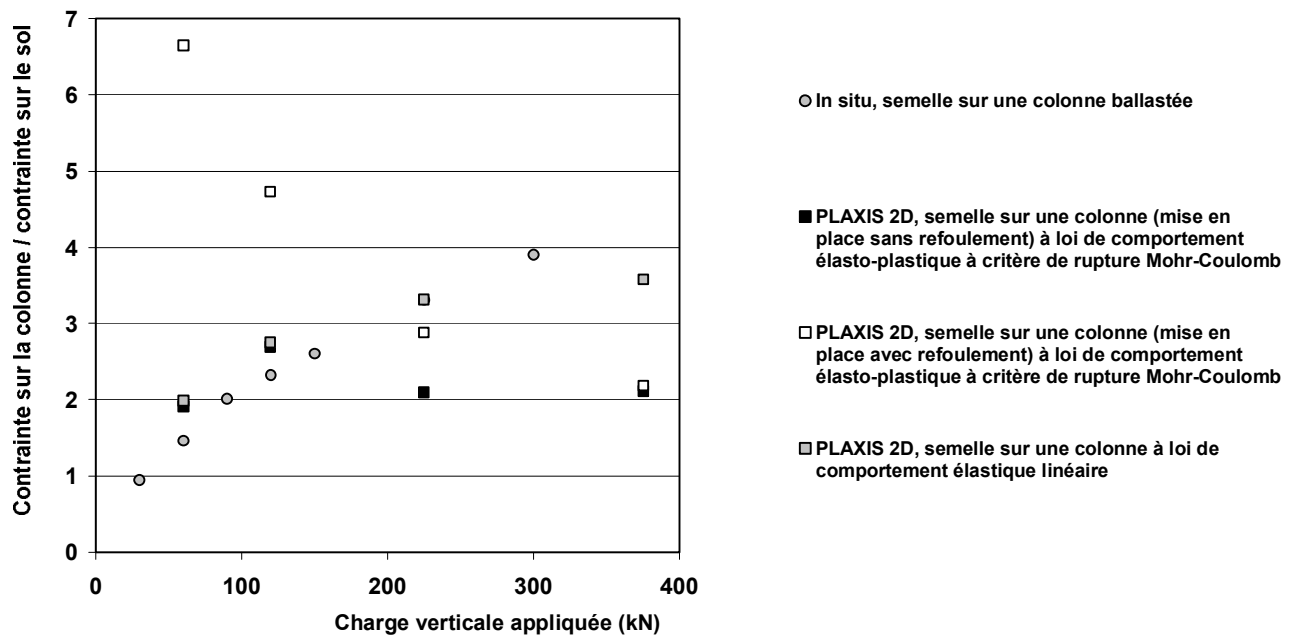


Figure IV 22 - Facteur de concentration des contraintes en fonction de la charge appliquée, pour les trois modèles en 2D (colonne élastique et colonne élasto-plastique mise en place avec ou sans refoulement latéral) et pour les données expérimentales.

Cette figure permet de constater que ce rapport déterminé par les données expérimentales augmente progressivement de la valeur unitaire à 3,8 du début du chargement à 300 kN. Ceci traduit le fait que c'est la colonne qui se charge au détriment du sol pour cette phase de chargement. Dans le cas du modèle sans refoulement, après une augmentation de ce rapport jusqu'à la valeur de 2,7 à 120 kN, ce rapport diminue pour atteindre 2,1 à 225 kN puis augmente de nouveau et atteint la valeur de 2,5 à 525 kN. Cette évolution traduit, en premier, un chargement plus important de la colonne par rapport au sol, puis un report de contrainte de la colonne vers le sol, et enfin de nouveau un chargement plus important de la colonne par rapport au sol. Mise à part la première augmentation de ce rapport, la tendance suivante est en contradiction avec les données obtenues expérimentalement. Pour le modèle avec refoulement, ce rapport diminue progressivement, ce qui est en contradiction avec les données expérimentales. Cependant, les résultats obtenus par le modèle avec une colonne à loi de comportement élastique sont très proches de ceux déterminés par les mesures expérimentales.

La figure IV 23 présente les contraintes sur le sol et sur la colonne selon l'essai en grandeur réelle et les deux modèles PLAXIS 2D. Cette figure permet de constater que la contrainte sur la colonne déterminée par les modèles est systématiquement supérieure à celle déterminée expérimentalement et qu'elle évolue linéairement.

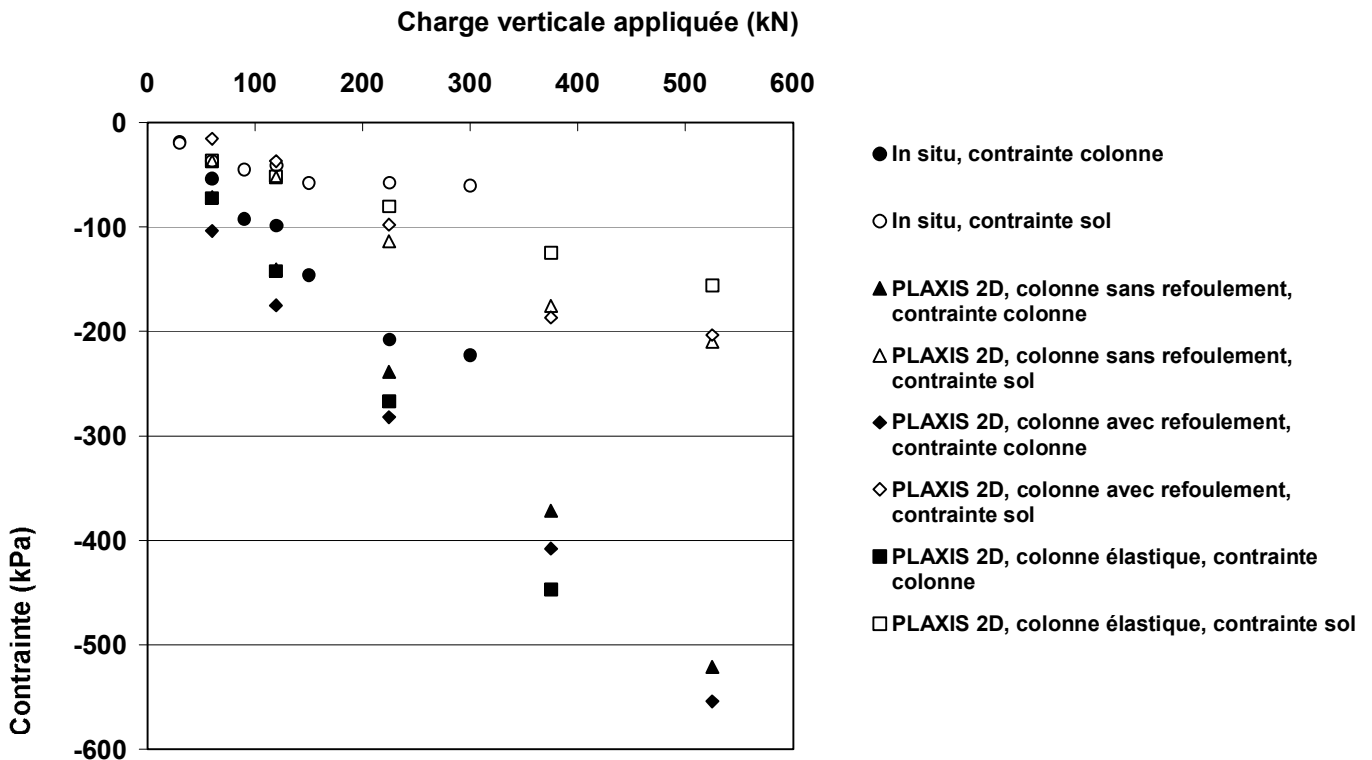


Figure IV 23 - Charges sur la colonne et sur le sol en fonction de la charge appliquée, pour les trois modèles en 2D (colonne élastique et colonne élasto-plastique mise en place avec ou sans refoulement latéral) et pour les données expérimentales.

Conclusion

L'analyse des contraintes totales verticales a permis de constater que la plupart des valeurs de contrainte sur le sol et sur la colonne restent supérieures à celles mesurées expérimentalement.

Par ailleurs, le comportement de l'évolution du facteur de concentration des contraintes semble mieux représenté pour une colonne ayant un ballast à loi de comportement élastique linéaire et qu'il est donc très délicat de conclure compte tenu du mode de mise en place et du mode de fonctionnement de ce type d'inclusion.

Après avoir considéré les résultats de tassement, de déplacement horizontal et de contrainte totale verticale pour une semelle sur une colonne ballastée obtenus pour les modèles réalisés avec PLAXIS 2D, sont présentés la modélisation d'une semelle sur une colonne ballastée et d'une sur le sol naturel en 3D.

IV.2. MODELISATION EN 3D D'UNE SEMELLE (1,2 X 1,2 X 0,5 M) SUR LE SOL NATUREL ET D'UNE SEMELLE SUR UNE COLONNE BALLASTEE

La modélisation en trois dimensions d'une semelle (1,2 x 1,2 x 0,5 m) sur le sol naturel et d'une sur une colonne ballastée, a été effectuée à l'aide du logiciel FLAC® 3D. Cette modélisation a été

réalisée afin de comparer ces résultats à ceux de la modélisation en 3D d'une semelle sur les trois colonnes. En effet, cette configuration ne peut s'appréhender que par le biais d'une modélisation en 3D.

Sont présentés dans la suite de ce mémoire, le modèle, puis les résultats de tassement, de déplacement horizontaux et enfin de contrainte totale verticale.

IV.2.1. Présentation du modèle

La figure IV 24 présente une vue en 3D du modèle qui permet de distinguer la colonne au centre ainsi que le semelle dans la partie supérieure.

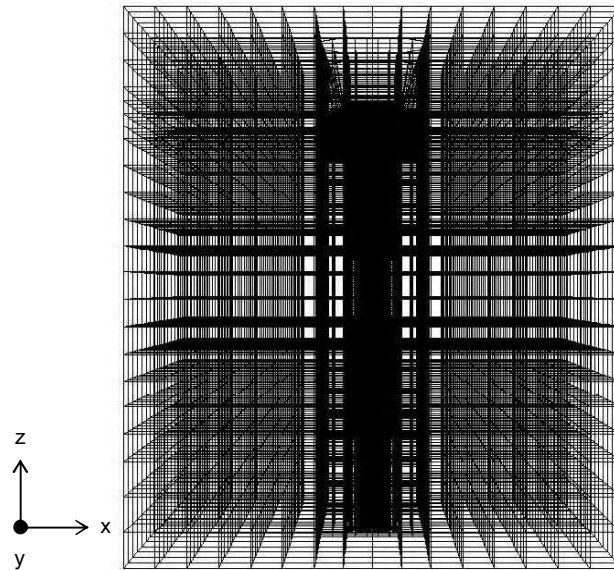


Figure IV 24 - Vue en 3D du modèle d'une semelle de dimensions $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m reposant sur une colonne ballastée.

La figure IV 25 présente une vue en plan du maillage du modèle d'une semelle de dimensions $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m reposant sur une colonne ballastée.

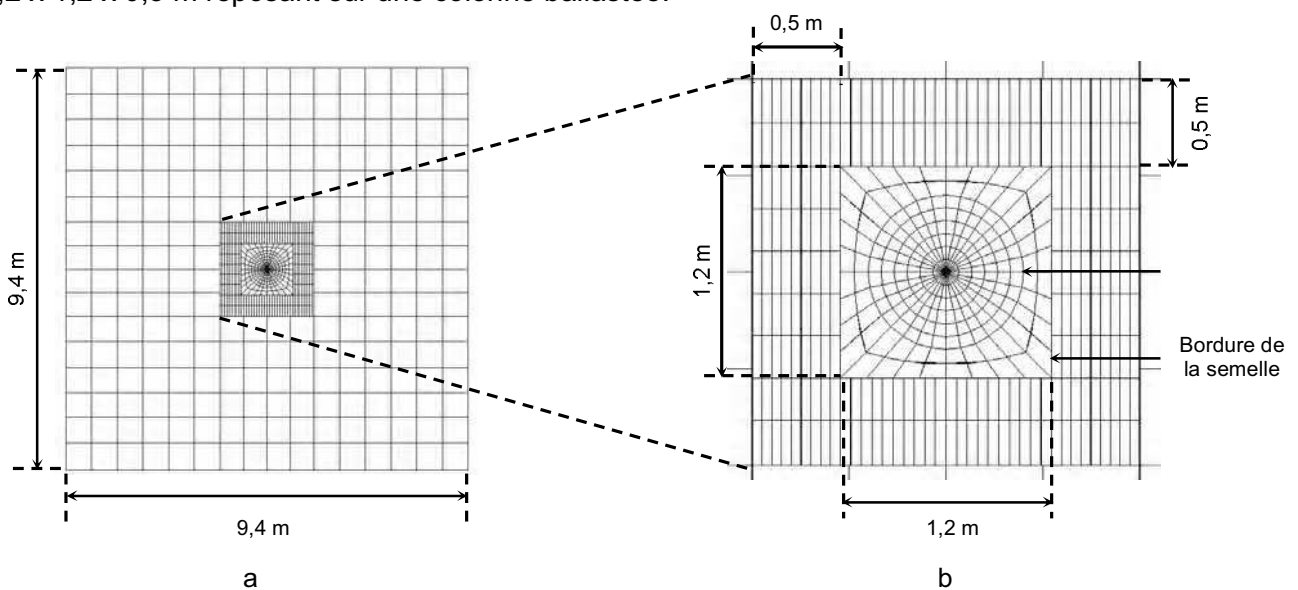


Figure IV 25 - Vue en plan du maillage du modèle d'une semelle de dimensions $1,2 \times 1,2 \times 0,5$ m reposant sur une colonne ballastée (a), et détail de la zone sous et à proximité de la semelle (b).

Cette figure présente aussi une vue de détail (figure IV 25 b) du maillage sous et à proximité de la semelle. Il s'agit d'un modèle entier en trois dimensions, car des modélisations d'un quart puis d'un demi modèle ont montré que les conditions aux limites associées au mode d'application de la charge, engendraient une perturbation des déplacements du point central (axe de la colonne) de ces modèles. En effet, ce point central ne subissait pas ou très peu de déplacement vertical en comparaison des autres points situés sous l'emprise de la semelle.

La largeur du modèle, 7,8 fois la largeur de la semelle, a été déterminée afin d'éliminer les effets de bords. Le maillage a été raffiné autour de la colonne et de la semelle, jusqu'à 0,5 m du bord de celle-ci. Diverses configurations ont permis de déterminer un espacement en profondeur à partir duquel les résultats de tassements obtenus sont stables. Cet espacement est égal à 0,05 m pour la colonne ainsi que pour le maillage à proximité.

Les conditions aux limites sont telles que les déplacements :

- horizontaux soient bloqués à l'axe et à l'extrémité latérale du modèle ;
- horizontaux et verticaux soient bloqués à la base du modèle.

Dans FLAC 3D, les propriétés mécaniques d'une interface quelconque, définies par la raideur normale k_n et la raideur tangentielle k_s , sont déterminées ci-après [41] :

$$k_n = k_s = \max \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad [41]$$

avec :

K : module de déformation volumique du matériau le plus résistant (MPa) ;

G : module de cisaillement du matériau le plus résistant (MPa) ;

Δz_{\min} : l'écart de maillage le plus faible, perpendiculairement à l'interface.

A partir de l'équation [41], nous avons déterminé les raideurs normales et tangentielles de l'interface à la base de la semelle. Celles-ci sont égales à $6 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{-1}$.

IV.2.2. Déplacements verticaux

Les tassements verticaux, déterminés par modélisation FLAC 3D, de la semelle sur une colonne ballastée et de la semelle sur le sol naturel sont présentés ci-après.

IV.2.2.1. Comparaison des mesures *in situ* et des modélisations

La figure IV 26 présente le tassement, pour des charges allant de 60 à 525 kN, de la semelle sur une colonne, dans le cas d'une colonne à loi de comportement élasto-plastique (a) et à loi de comportement élastique linéaire (b), (cf. tableau IV 1). Les limites de la colonne ont été matérialisées par deux traits pleins verticaux. Dans le cas d'une colonne à loi de comportement élasto-plastique, celle-ci et le sol à sa proximité, soit sur 87 % (1,04 m) de la largeur de la semelle, tassent de façon relativement homogène (figure IV 26 a). Ce n'est que pour des charges de plus en plus élevées qu'un tassement différentiel maximal de 10 mm apparaît entre l'extrémité de la semelle et la zone de tassement homogène. Il est à noter qu'un léger tassement différentiel (2 mm) apparaît entre l'axe de la semelle et la zone de tassement homogène, ceci étant probablement dû à une instabilité numérique car ce phénomène n'apparaît pas dans le cas de la

colonne avec une loi de comportement élastique linéaire. Dans le cas d'une colonne à loi de comportement élastique linéaire (figure IV 26 b), le tassement, pour des charges inférieures à 150 kN, n'est pas identique au premier modèle alors que dans la réalité, la colonne est encore à l'état élastique.

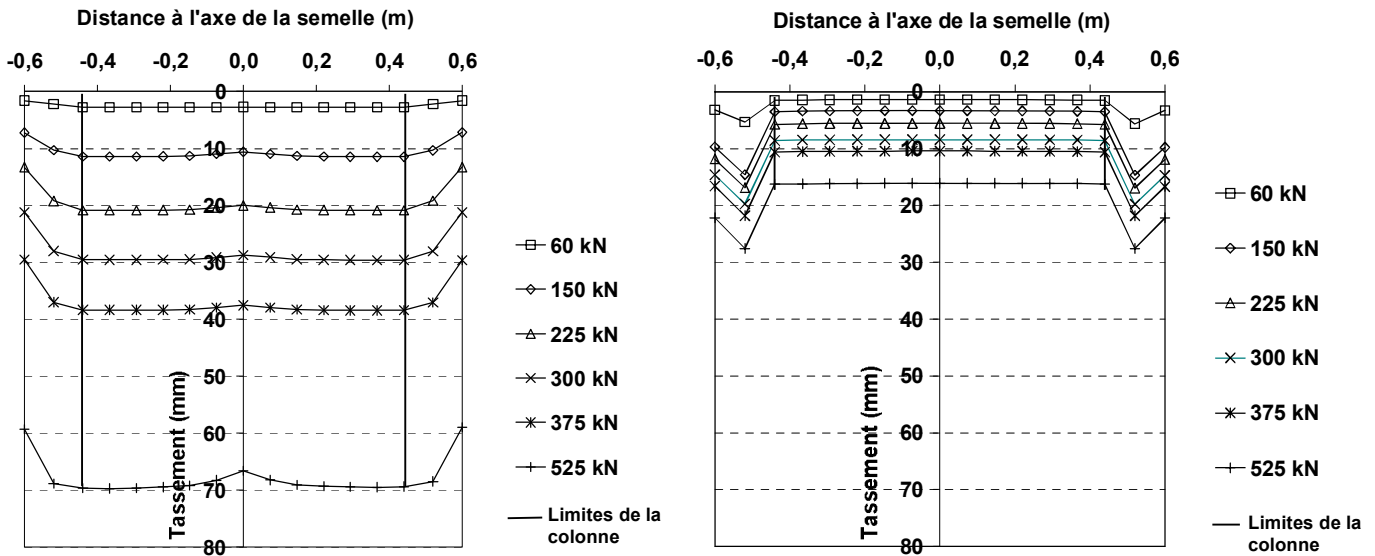


Figure IV 26 - Tassement d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique (a), et à loi de comportement élastique linéaire (b).

La figure IV 27 présente le tassement de la semelle sur la colonne ballastée ainsi que celui de la semelle sur le sol seul. Celui-ci étant déterminé par les mesures in situ ainsi que par les modélisations FLAC 3D d'une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb ou à loi de comportement élastique linéaire. Cette figure permet de constater que les tassements déterminés par le modèle d'une semelle reposant sur une colonne à loi de comportement élastique linéaire, ayant un module de Young égal à 69 MPa, sous-estiment les mesures expérimentales. Pour des charges inférieures à 150 kN, les tassements expérimentaux sont sous estimés jusqu'à 2,4 fois à 150 kN. Par ailleurs, les tassements déterminés à partir de la modélisation de la semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, sont soit égaux soit surestiment légèrement, d'un facteur 1,3, les mesures expérimentales, pour des charges inférieures à 150 kN.

Cependant, pour des charges plus élevées, mais inférieures à 450 kN, les tassements de cette modélisation surestiment les mesures expérimentales d'un facteur allant jusqu'à 2,6 pour une charge de 300 kN. Par ailleurs, cette même figure permet de constater que les tassements déterminés par la modélisation de la semelle sur le sol naturel sont supérieurs, d'un facteur 1,6, aux mesures expérimentales, pour une charge inférieure à 150 kN. Les mesures expérimentales sont ensuite supérieures, par exemple d'un facteur 1,6 à 300 kN, aux tassements issus de cette modélisation.

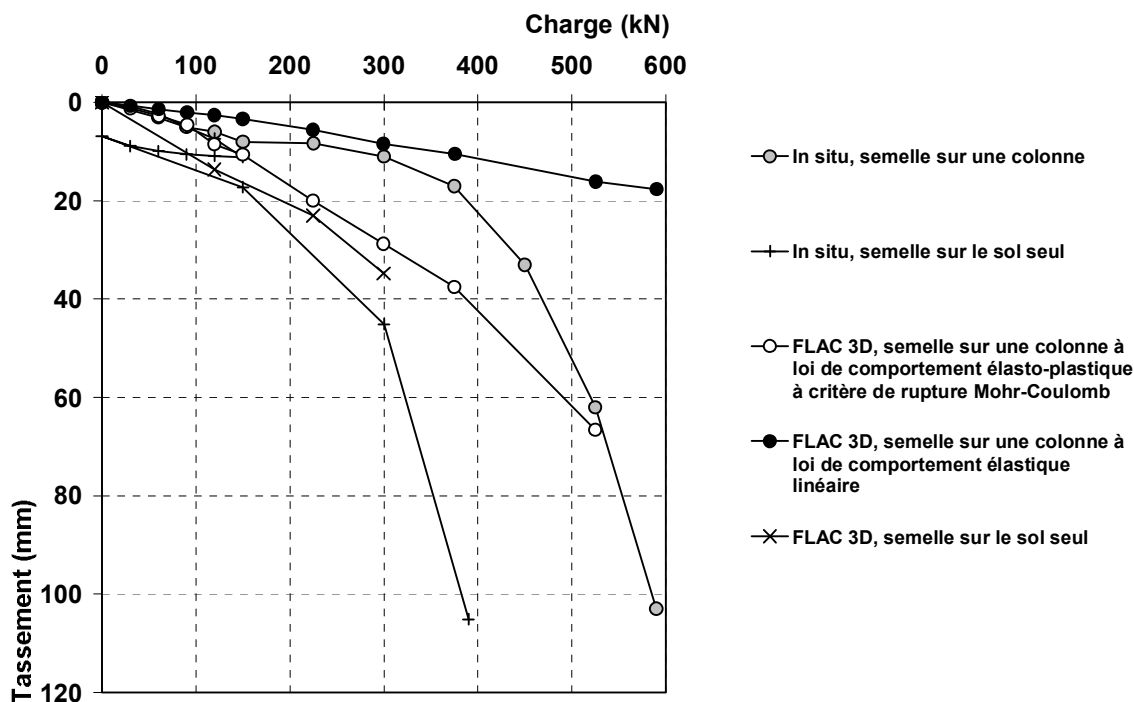


Figure IV 27 - Comparaison des tassements en fonction de la charge des mesures expérimentales et des modélisations FLAC 3D, avec ou sans colonne.

La figure IV 28 présente des captures d'écran du tassement en fonction de la profondeur de la colonne, pour des charges appliquées sur la semelle de 60, 150, 375 et 525 kN. Les déplacements sont indiqués en mètres. Cette figure permet de constater qu'il y a un amortissement du tassement en fonction de la profondeur et que en tête de colonne, plus la charge augmente, plus le centre de la colonne tasse différentiellement par rapport à sa bordure.

L'analyse des tassements de la modélisation d'une semelle sur une colonne ballastée, réalisée en 3D, indique que ceux-ci sous-estiment les mesures expérimentales si la colonne ballastée a une loi de comportement élastique linéaire, compte tenu du module de Young choisi. Cependant, les tassements sont égaux ou soit légèrement sur-estimés dans le cas de la colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb.

IV.2.2.2. Comparaison des mesures *in situ* et des modélisations 2D et 3D

Les figures IV 30 à IV 32 présentent la distribution du tassement de la semelle sur le sol naturel et de la semelle sur la colonne ballastée. Ces tassements sont ceux issus des données expérimentales et des modélisations suivantes :

- PLAXIS 2D, semelle sur le sol seul ;
- PLAXIS 2D, semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb et mise en place par refoulement latéral du sol ;
- PLAXIS 2D, semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb et mise en place sans refoulement latéral du sol ;
- PLAXIS 2D, semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élastique linéaire ;
- FLAC 3D, semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb ;
- FLAC 3D, semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élastique linéaire ;

- FLAC 3D, semelle sur le sol seul.

Les charges pour lesquelles les tassements ont été déterminés sont 120, 225 et 300 kN pour les figures IV 29, IV 30 et IV 31 respectivement.

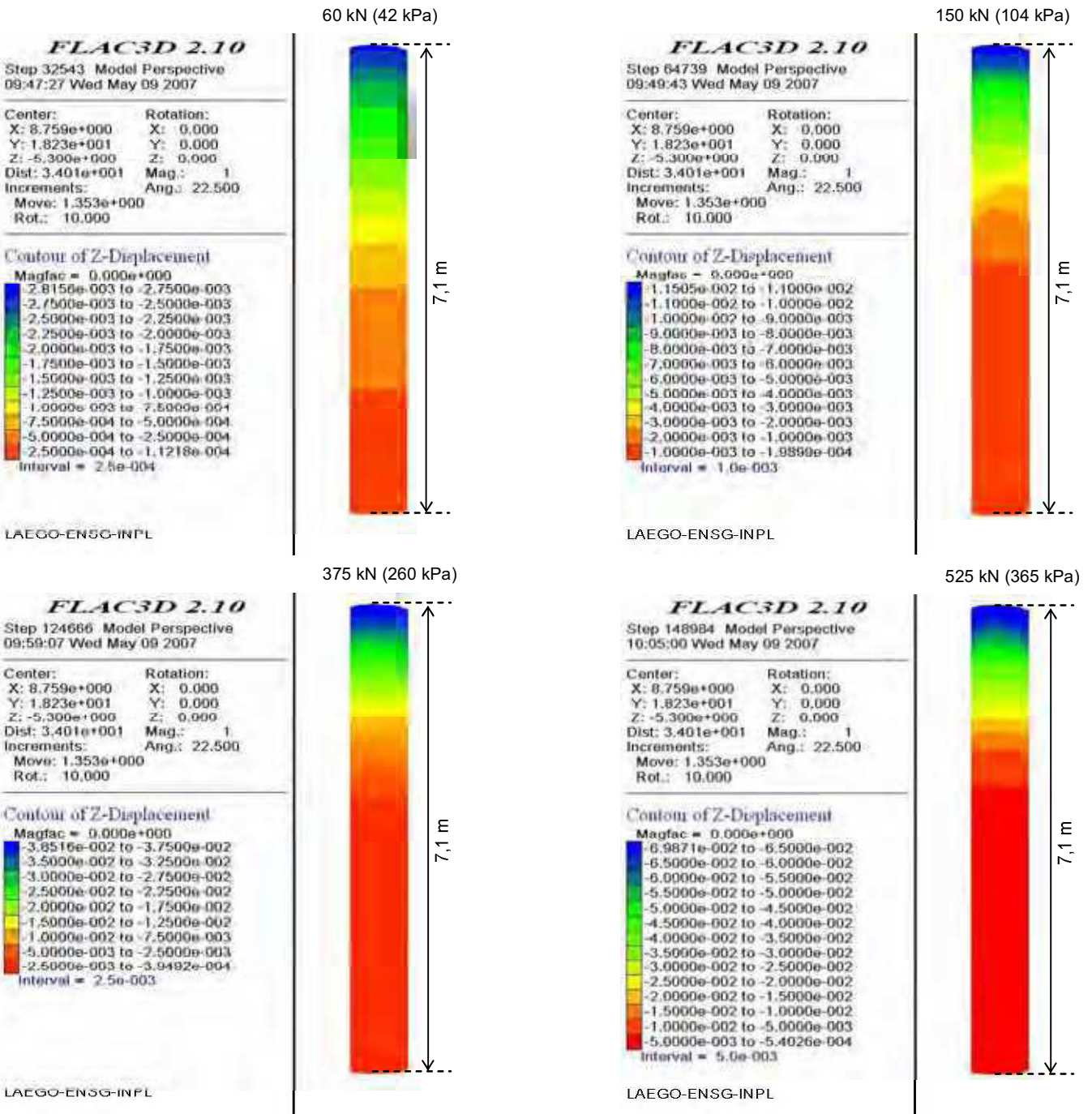


Figure IV 28 - Captures d'écran du tassement de la colonne en fonction de la profondeur, pour des charges appliquées sur la semelle de 60, 150, 375 et 525 kN.

Concernant les mesures de tassement de la semelle sur une colonne ballastée, ces trois figures permettent de constater que ce sont les modèles avec une colonne ballastée ayant une loi de comportement élastique linéaire, qui permettent d'obtenir des tassements proches de ceux mesurés expérimentalement. Les tassements déterminés en 3D sous estimant les données expérimentales alors que le modèle en 2D les surestime. Le modèle en 3D réalisé avec une

colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb surestime les tassements expérimentaux d'un facteur 2 à 2,6 pour la même variation de charge. Les modèles réalisés en 2D, surestiment les tassements expérimentaux d'un facteur 1,6 à 2,1, ou 1,4 à 2,4, selon que la colonne soit mise en place avec ou sans refoulement, pour les mêmes charges considérées.

Pour le modèle de la semelle sur le sol naturel réalisé en 3D, les tassements sont surestimés par rapport aux résultats expérimentaux à la charge de 120 kN, puis, ils sont sous-estimés d'un facteur 1,3 pour les deux autres charges, 225 et 300 kN. Pour le modèle de cette même semelle réalisé en 2D, les tassements sont surestimés d'un facteur 2,1 à 120 kN, puis sont quasiment identiques à 225 kN, et enfin, sont surestimés d'un facteur 1,4 à 300 kN.

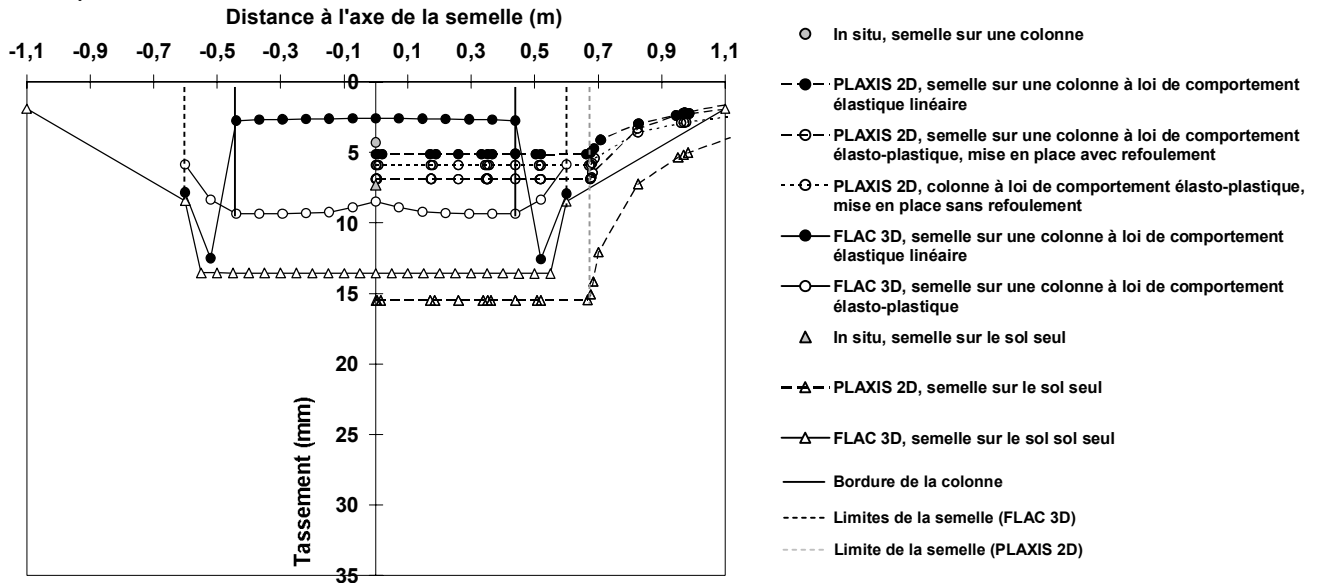


Figure IV 29 - Comparaison des tassements d'une semelle sur le sol naturel et d'une semelle sur une colonne ballastée, à partir des données expérimentales et de ceux obtenus par diverses modélisations, pour une charge appliquée de 120 kN.

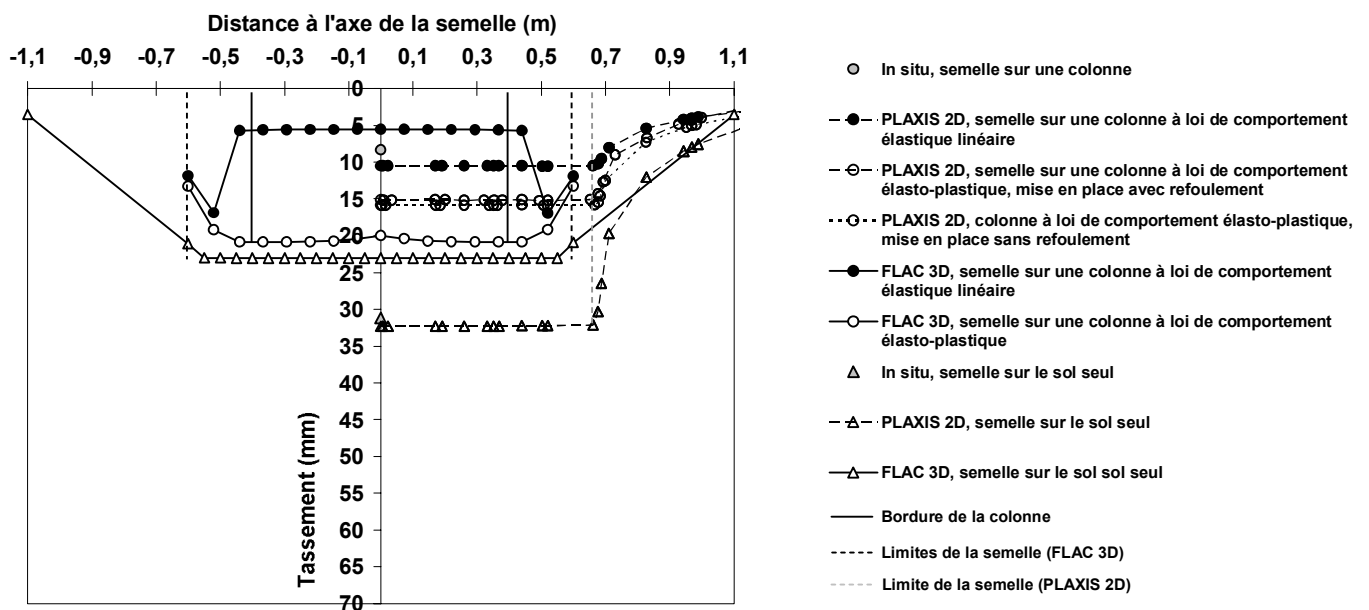


Figure IV 30 - Comparaison des tassements d'une semelle sur le sol naturel et d'une semelle sur une colonne ballastée, à partir des données expérimentales et de ceux obtenus par diverses modélisations, pour une charge appliquée de 225 kN.

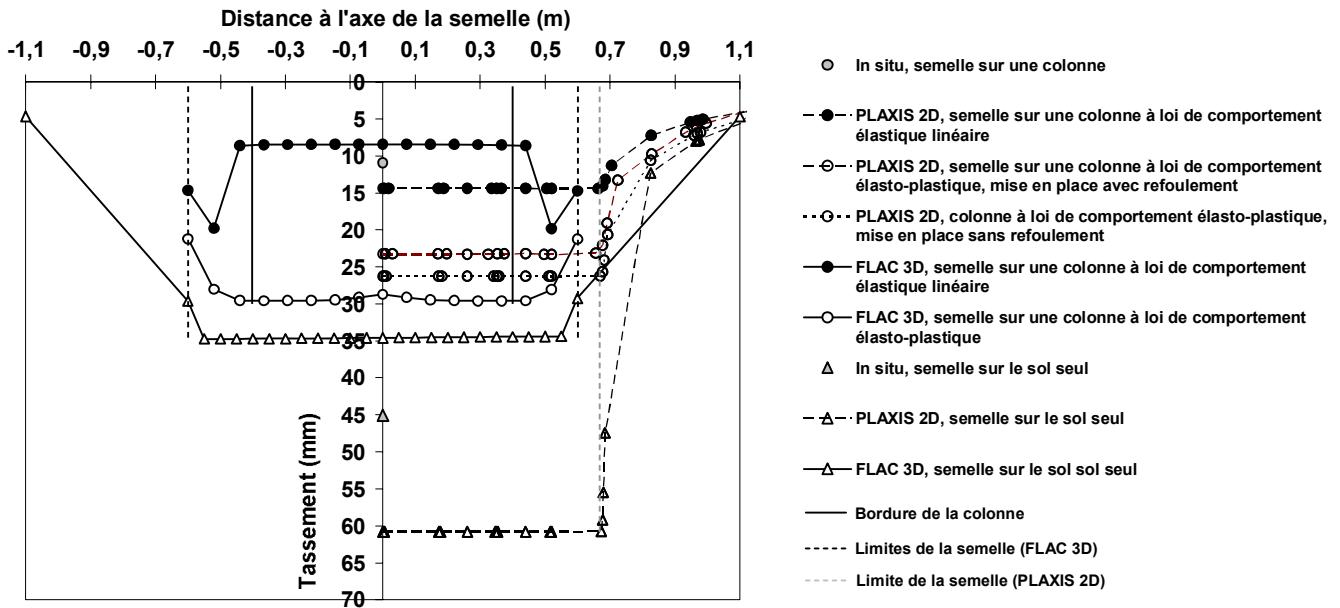


Figure IV 31 - Comparaison des tassements d'une semelle sur le sol naturel et d'une semelle sur une colonne ballastée, à partir des données expérimentales et de ceux obtenus par diverses modélisations pour une charge appliquée de 300 kN.

Ainsi, l'ensemble de ces figures permet de constater que, compte tenu des charges appliquées, le modèle en 2D pour lequel la colonne a une loi de comportement élastique linéaire, permet d'obtenir des tassements proches de ceux mesurés expérimentalement, tout en étant du côté de la sécurité.

Après avoir comparé les tassements déterminés par plusieurs modélisations en 2D en 3D, les déplacements horizontaux obtenus par certaines modélisations en 3D sont analysés.

IV.2.3. Déplacements horizontaux

Les modèles ayant été utilisés afin de déterminer les déplacements horizontaux en 3D sont ceux avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb et avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire.

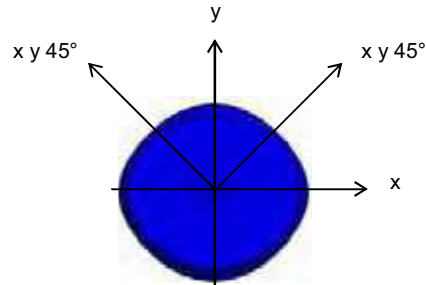
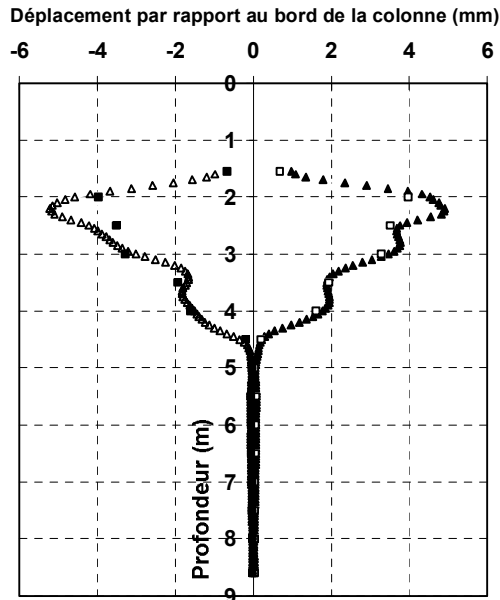
IV.2.3.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations

La figure IV 32 présente le déplacement latéral déterminé pour une charge verticale de 375 kN en bordure de la colonne, aux axes indiqués. Cette figure permet de constater que l'expansion latérale de la colonne s'effectue de manière relativement homogène sur tout son pourtour à une profondeur donnée.

La figure IV 33 présente le déplacement latéral expérimental et déterminé par le modèle avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique ou élastique linéaire, à l'emplacement des deux inclinomètres de la colonne seule, pour une charge verticale appliquée de 375 kN sur la semelle avec une colonne ballastée. Cette figure permet de constater que, bien que les inclinomètres ne soient pas à la même distance de l'axe de la colonne, pour le modèle avec la colonne à loi de comportement élasto-plastique, le déplacement horizontal est symétrique, ce qui n'est pas le cas pour la colonne à loi de comportement élastique linéaire.

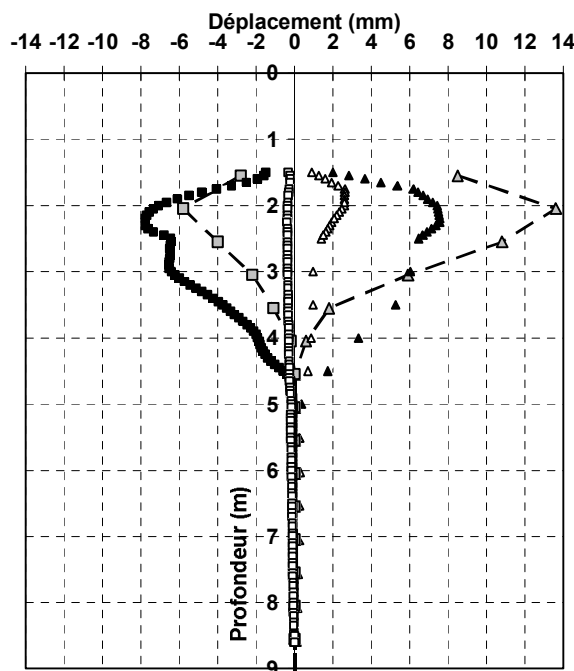
Le déplacement horizontal maximal mesuré par l'inclinomètre n°1, à 2 m de profondeur, est 1,8 et 5,2 fois plus élevé, respectivement, que celui déterminé par le modèle avec la colonne à loi de

comportement élasto-plastique et par la colonne à loi de comportement élastique linéaire. Le déplacement horizontal maximal mesuré par l'inclinomètre n°2, à 2 m de profondeur, est 1,3 fois inférieur et 14,5 fois supérieur respectivement, que celui déterminé par le modèle avec la colonne à loi de comportement élasto-plastique et par la colonne à loi de comportement élastique linéaire. Cependant, l'ensemble des inclinomètres indique un déplacement d'ordre millimétrique à partir de 4,5 ou 5 m de profondeur, c'est-à-dire à partir de la couche de marne.



- ▲ FLAC 3D, axe X, colonne élasto-plastique
- △ FLAC 3D, axe Y, colonne élasto-plastique
- FLAC 3D, axe X Y 45°, colonne élasto-plastique
- FLAC 3D, axe -X Y 45°, colonne élasto-plastique

Figure IV 32 - Déplacement horizontal déterminé par le modèle avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique (FLAC 3D), aux bords de la colonne, pour une charge verticale appliquée de 375 kN sur la semelle avec une colonne ballastée.



- △— In situ, inclinomètre 1
- ▲ FLAC 3D, inclinomètre 1, colonne élasto-plastique
- △ FLAC 3D, inclinomètre 1, colonne élastique
- In situ, inclinomètre 2
- FLAC 3D, inclinomètre 2, colonne élasto-plastique
- FLAC 3D, inclinomètre 2, colonne élastique

Figure IV 33 - Déplacement horizontal in situ et déterminé par le modèle avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique ou élastique linéaire (FLAC 3D), à l'emplacement des deux inclinomètres de la colonne isolée, pour une charge verticale appliquée de 375 kN sur la semelle avec une colonne ballastée.

La figure IV 34 présente des captures d'écran de la déformation de la surface de la colonne. Ces déformations ont été amplifiées 20 fois. Cette figure permet de constater que la colonne s'expande dans sa partie supérieure c'est-à-dire là où le sol possède les caractéristiques mécaniques les plus faibles. Ce type de déformation est tout à fait conforme au mode de rupture d'une colonne ballastée par expansion latérale. Par ailleurs, la base de la colonne ne subit aucun mouvement descendant et ne pénètre ainsi pas dans le substratum.

L'analyse des déplacements horizontaux déterminés par les deux modèles réalisés avec FLAC 3D permet de constater que la colonne s'expande latéralement d'une manière homogène. Par ailleurs, ces déplacements indiquent, comme les mesures expérimentales, une expansion latérale de la colonne dans la couche de sol ayant les caractéristiques mécaniques les plus faibles. Les déplacements maximaux sont donc concentrés entre 1,5 et 2,5 m, voire 3 m, de profondeur. Cependant, les déplacements mesurés par la modélisation avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb sont nettement plus proches des mesures expérimentales, que si la colonne a une loi de comportement élastique linéaire. Par ailleurs, comme pour les mesures expérimentales, les modélisations indiquent qu'aucun déplacement n'est mesuré pour des profondeurs supérieures à 5 m.

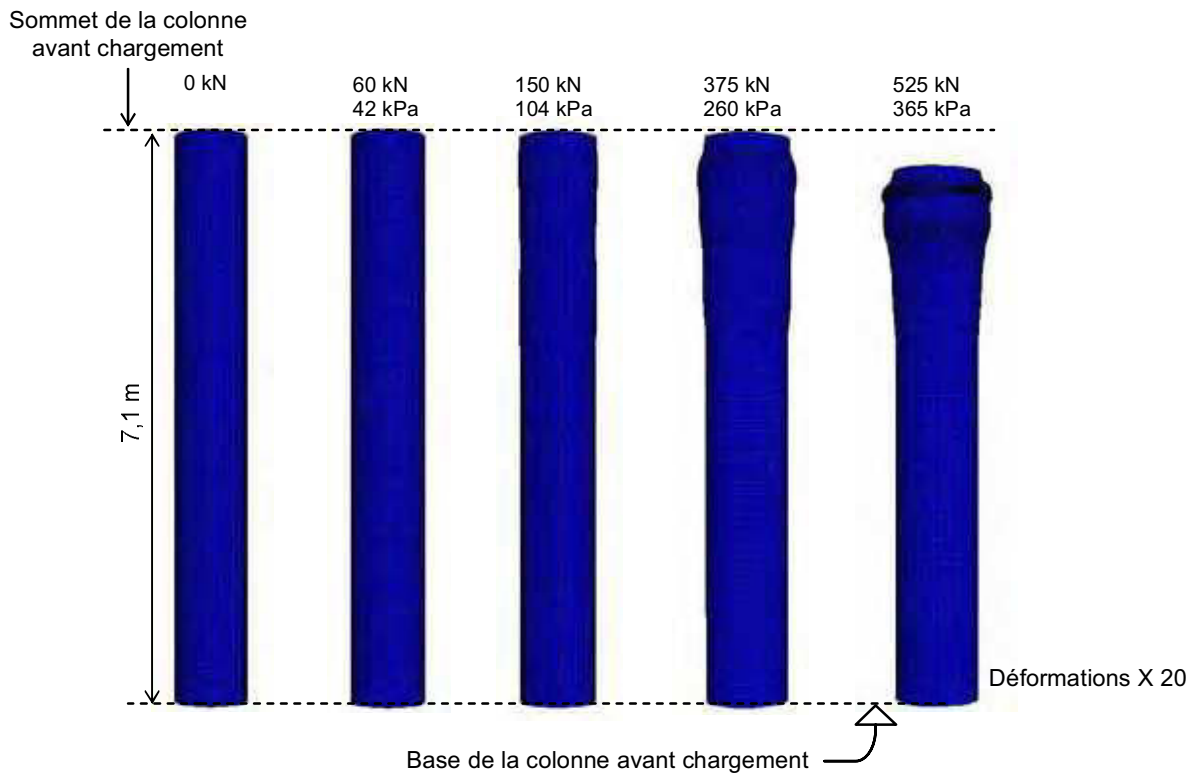


Figure IV 34 - Surface déformée de la colonne à loi de comportement élastique linéaire, chargée par une semelle rigide, pour des charges de 0, 60, 150, 375 et 525 kN.

Après avoir considéré les déplacements horizontaux, les contraintes totales verticales sont présentées.

IV.2.4. Contraintes totales verticales

Dans cette partie, les contraintes verticales sont présentées sous forme de coupes longitudinales sous la semelle, et à différentes profondeurs, afin de déterminer si les valeurs obtenues sont corrélées aux mesures expérimentales.

IV.2.4.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations

La figure IV 35 présente l'évolution de la contrainte totale verticale sous la base de la semelle, pour une charge verticale de 120 et 300 kN, dans le cas d'une semelle sur une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, et de 300 kN uniquement dans le cas d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élastique linéaire. Par ailleurs, les mesures expérimentales de la pression totale verticale sur la colonne et sur le sol sont aussi présentées sur cette figure pour les deux charges verticales considérées.

A 120 kN, la contrainte mesurée expérimentalement sur la colonne ainsi que celle mesurée sur le sol sont quasiment identiques à celles déterminées par la modélisation. Par ailleurs, à 300 kN, la contrainte totale verticale est nettement plus concentrée sur la colonne, dans le cas d'une colonne à loi de comportement élasto-plastique, que dans le cas d'une colonne à loi de comportement élastique linéaire, par rapport au sol. Par ailleurs, la répartition de la contrainte sur la colonne n'est pas homogène. En effet, la contrainte est moins élevée au centre de la colonne que sur ses bords, alors que la charge est appliquée de manière homogène sur toute la surface de la semelle. De plus, la contrainte mesurée expérimentalement sur la colonne à cette charge est quasiment identique à celle déterminée par la modélisation. Cependant, ce n'est pas le cas pour la contrainte sur le sol.

Cette figure montre que la contrainte sur les matériaux (sol et colonne), déterminée par la modélisation, est fonction de leur rigidité respective.

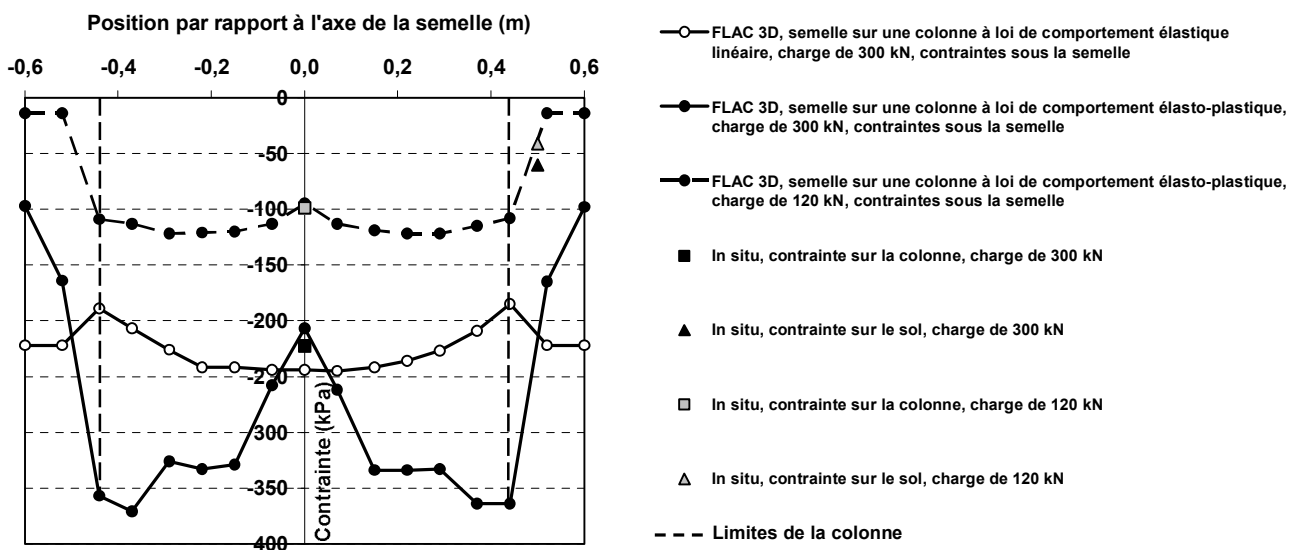


Figure IV 35 - Contrainte totale verticale sous la base de la semelle, pour une charge verticale de 300 kN, dans le cas de la modélisation d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élastique linéaire et d'une autre sur une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb.

Le tableau IV 11 présente la contrainte moyenne ainsi que la charge sur la colonne et sur le sol déterminée à partir de la figure IV 35. Ce tableau permet de constater que pour les modélisations considérées la contrainte sur la colonne est plus importante que sur le sol. Ceci est conforme aux modules respectifs de chacun des matériaux.

La figure IV 36 présente l'évolution de la contrainte totale verticale à différentes profondeurs sous la base de la semelle, pour une charge verticale de 300 kN, dans le cas de la modélisation d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique à critère de

rupture Mohr-Coulomb. Cette figure permet de constater que la distribution de la contrainte sous la base de la semelle évolue de manière très importante. En effet, au centre de la colonne, cette contrainte passe de 207, à 393 puis à 519 kPa, respectivement sous la base de la semelle, à 0,25 et 0,5 m sous celle-ci, alors qu'en même temps, elle diminue en périphérie de la colonne.

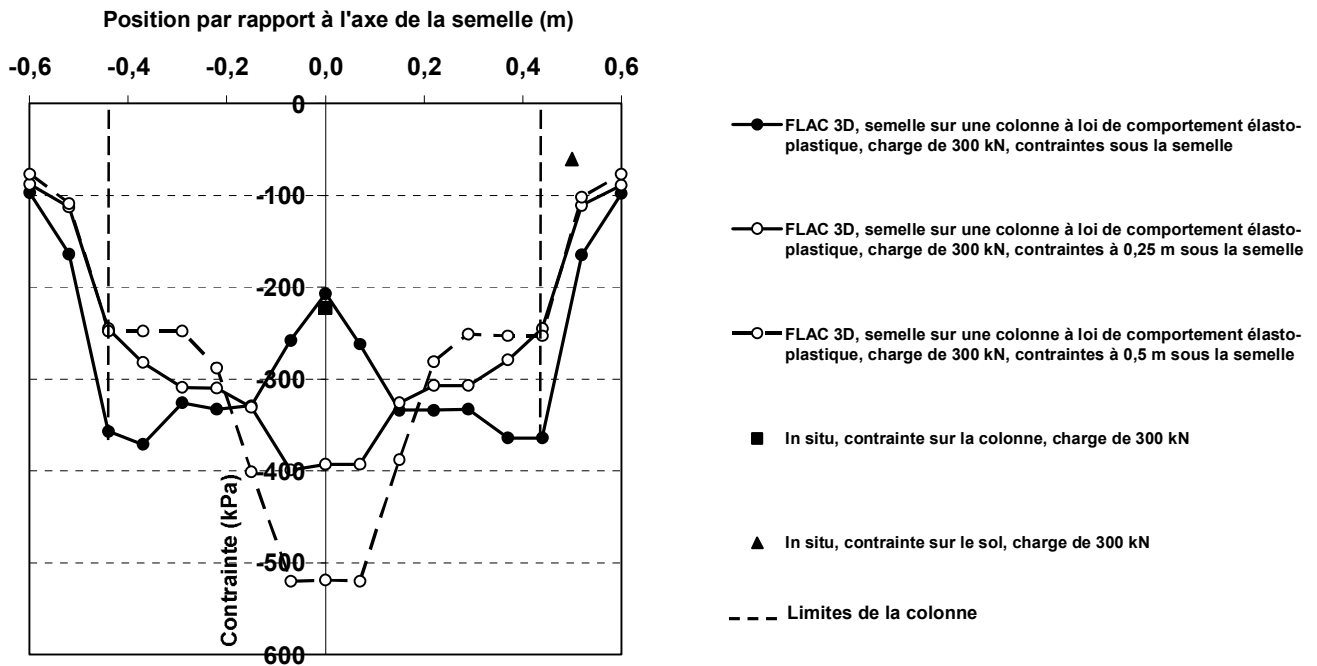


Figure IV 36 - Contrainte totale verticale à différentes profondeurs sous la base de la semelle, pour une charge verticale de 300 kN, dans le cas de la modélisation d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb.

Tableau IV 11 - Contrainte moyenne et charge selon le matériau pour les modélisations FLAC 3D d'une semelle sur une colonne ballastée à loi de comportement élasto-plastique ou élastique linéaire.

Loi de comportement de la colonne	Charge totale verticale appliquée (kN)	Contrainte moyenne (kPa)		Surface (m ²)		Charge (kN)	
		Colonne	Sol	Colonne	Sol	Colonne	Sol
Elasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb	120	110	61	0,5	0,94	55	57
Elasto plastique à critère de rupture Mohr Coulomb	300	265	227	0,5	0,94	133	213
Elastique linéaire	300	222	205	0,5	0,94	111	193

L'analyse des contraintes totales verticales montre que la contrainte est bien fonction de la rigidité respective des deux matériaux, sol et colonne. Pour une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, la répartition de la contrainte verticale est très influencée par la présence de la colonne, notamment pour des charges élevées (300 kN). En effet, on constate que la contrainte se concentre sur la colonne mais qu'elle n'est pas répartie de manière homogène. Elle varie tant verticalement que horizontalement. Cependant, la variation en fonction de la profondeur, notamment au centre de la colonne, est nettement plus accentuée que la variation latérale. Par ailleurs, les contraintes sur la colonne, déterminées par la modélisation, sont très proches de celles mesurées expérimentalement, ce qui n'est pas toujours le cas pour les contraintes sur le sol. Après avoir considéré le modèle en trois dimensions d'une semelle sur une colonne ballastée et d'une autre de même caractéristiques sur le sol non amélioré, la suite de ce

mémoire sera consacrée à l'analyse des résultats numériques de la semelle reposant sur un groupe de trois colonnes.

IV.3. MODELISATION EN 3D D'UNE SEMELLE (2,3 X 2,5 X 0,5 M) SUR LE SOL NATUREL ET D'UNE SEMELLE SUR TROIS COLONNES BALLASTEES

La modélisation en trois dimensions d'une semelle (2,3 x 2,5 x 0,5 m) sur le sol naturel et d'une semelle sur trois colonnes ballastées disposées aux sommets d'un triangle équilatéral, a été effectuée à l'aide du logiciel FLAC® 3D. Cette modélisation a été réalisée afin de comparer ces résultats à ceux mesurés expérimentalement et à ceux de la modélisation en 3D d'une semelle sur une colonne. Sont présentés dans la suite de ce mémoire, le modèle, puis les résultats de tassement, de déplacement horizontaux et enfin de contrainte totale verticale.

IV.3.1. Présentation du modèle

La figure IV 37 présente une vue en plan du maillage du modèle d'une semelle de dimensions 2,3 x 2,5 x 0,5 m reposant sur une un groupe de trois colonnes ballastées, de 0,7 m de diamètre, disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,7 m de côté, afin d'éviter tout effet dû aux bords de la semelle. Cette figure présente aussi une vue de détail (figure IV 37 b) du maillage sous et à proximité de la semelle.

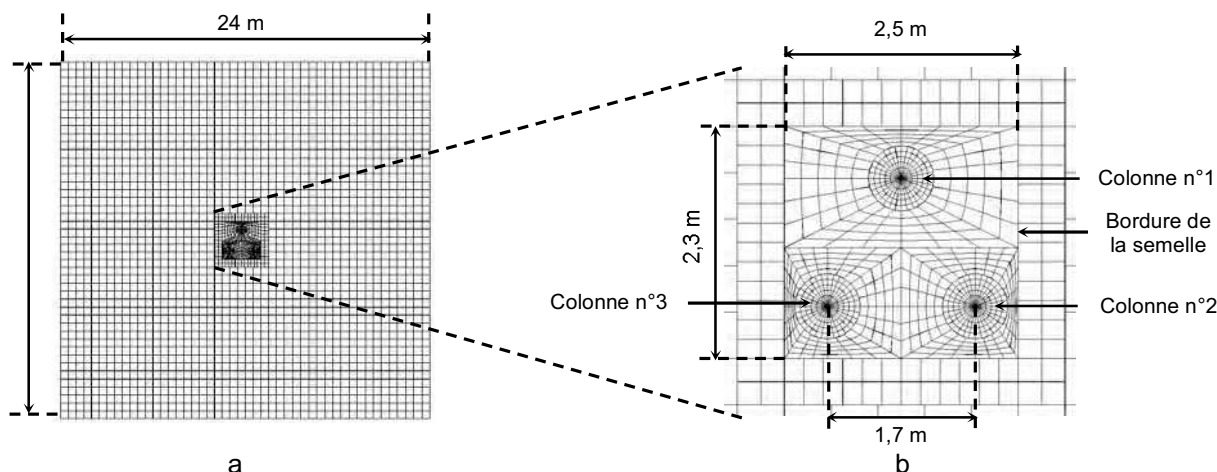


Figure IV 37 - Vue en plan du maillage du modèle d'une semelle de dimensions 2,3 x 2,5 x 0,5 m reposant sur trois colonnes ballastées (a), et détail de la zone sous et à proximité de la semelle (b).

Les conditions aux limites sont telles que les déplacements :

- horizontaux soient bloqués à l'axe et à l'extrémité latérale du modèle ;
- horizontaux et verticaux soient bloqués à la base du modèle.

Les colonnes sont à loi de comportement élastique linéaire. En effet, un modèle ayant été réalisé avec des colonnes à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb ne convergeait pas, sauf en augmentant considérablement les paramètres mécaniques des colonnes.

IV.3.2. Déplacements verticaux

Les tassements verticaux, déterminés par modélisation en 3D de la semelle sur trois colonnes ballastées sont présentés ci-après.

IV.3.2.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations

La figure IV 38 présente le tassement de la semelle, en fonction de la charge appliquée, selon la coupe A-A'. Cette coupe passe sur les deux colonne, n°2 et n°3. Cette figure indique que le tassement du sol légèrement supérieur à celui des colonnes d'environ 3 mm, ceci pour l'ensemble des chargements. Les résultats issus de la modélisation ainsi que ceux mesurés expérimentalement indiquent que, selon la coupe A-A', la semelle tasse de manière homogène pour l'ensemble des charges.

La figure IV 39 présente le tassement de la semelle selon la coupe B-B'. Cette coupe passe par une seule colonne, la n°1. Cette figure montre qu'un tassement différentiel se produit. En effet, la semelle tasse nettement plus en B', côté à une colonne, qu'en B, côté à deux colonnes. Les mesures expérimentales, bien que quantitativement différentes des résultats numériques, ont aussi indiqué un tassement différentiel dans le même sens.

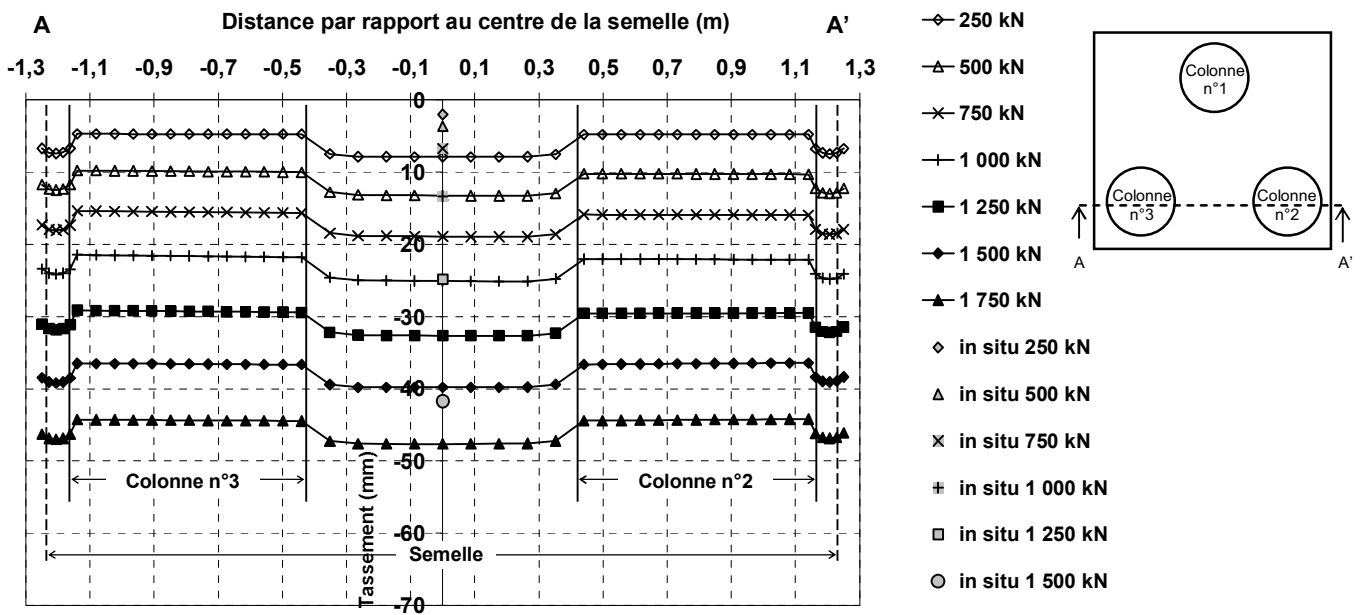


Figure IV 38 - Tassement selon la coupe A-A' en fonction de la charge appliquée sur la semelle reposant sur les trois colonnes.

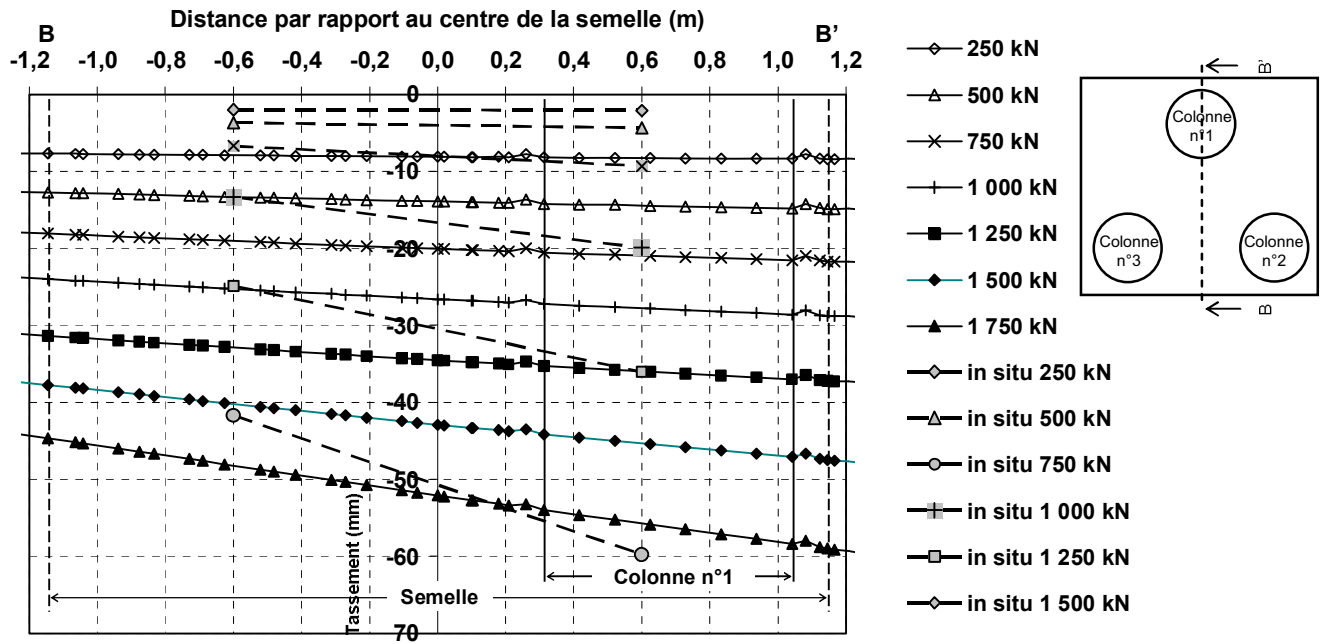


Figure IV 39 - Tassement selon la coupe B-B' en fonction de la charge appliquée sur la semelle reposant sur les trois colonnes.

Le tableau IV 12 présente le rapport du tassement numérique au tassement expérimental. Pour le côté à deux colonnes, ce tableau indique que le tassement expérimental est nettement sous-estimé par la modélisation jusqu'à 1 000 kN. Ce qui est aussi le cas pour le côté à une colonne.

Tableau IV 12 - Rapport du tassement numérique pour le modèle sur les trois colonnes au tassement expérimental.

Charge (kN)	Contrainte (kPa)	Côté à deux colonnes (n°2 et 3)	Côté à une colonne (n°1)
0	0	1	1
250	43	0,3	0,2
500	87	0,3	0,3
750	130	0,4	0,4
1 000	174	0,6	0,7
1 250	217	0,8	1,0
1 500	261	1,1	1,3
1 750	304	1,6	1,8

La figure IV 40 présente le tassement en fonction de la charge pour les deux côtés de la semelle, celui à une et celui à deux colonnes, déterminé par la modélisation et par l'essai en grandeur réelle. Bien que les tassements déterminés l'aient été par un modèle avec des colonnes à loi de comportement élastique linéaire, le tassement différentiel a pu être mis en évidence.

La figure IV 41 présente des captures d'écran des tassements des trois colonnes aux charges de 250, 750, 1 000 et 1 250 kN. Ces figures mettent en évidence le tassement différentiel entre les deux côtés de la semelle.

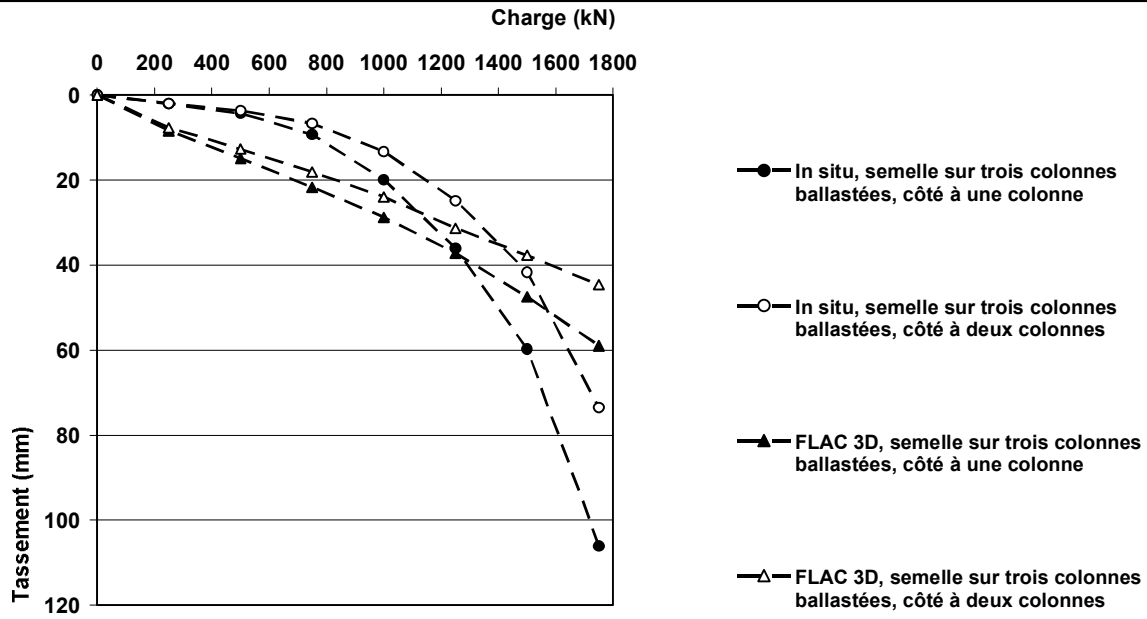


Figure IV 40 - Tassement en fonction de la charge pour l'essai de chargement de la semelle sur les trois colonnes (expérimental et modélisation).

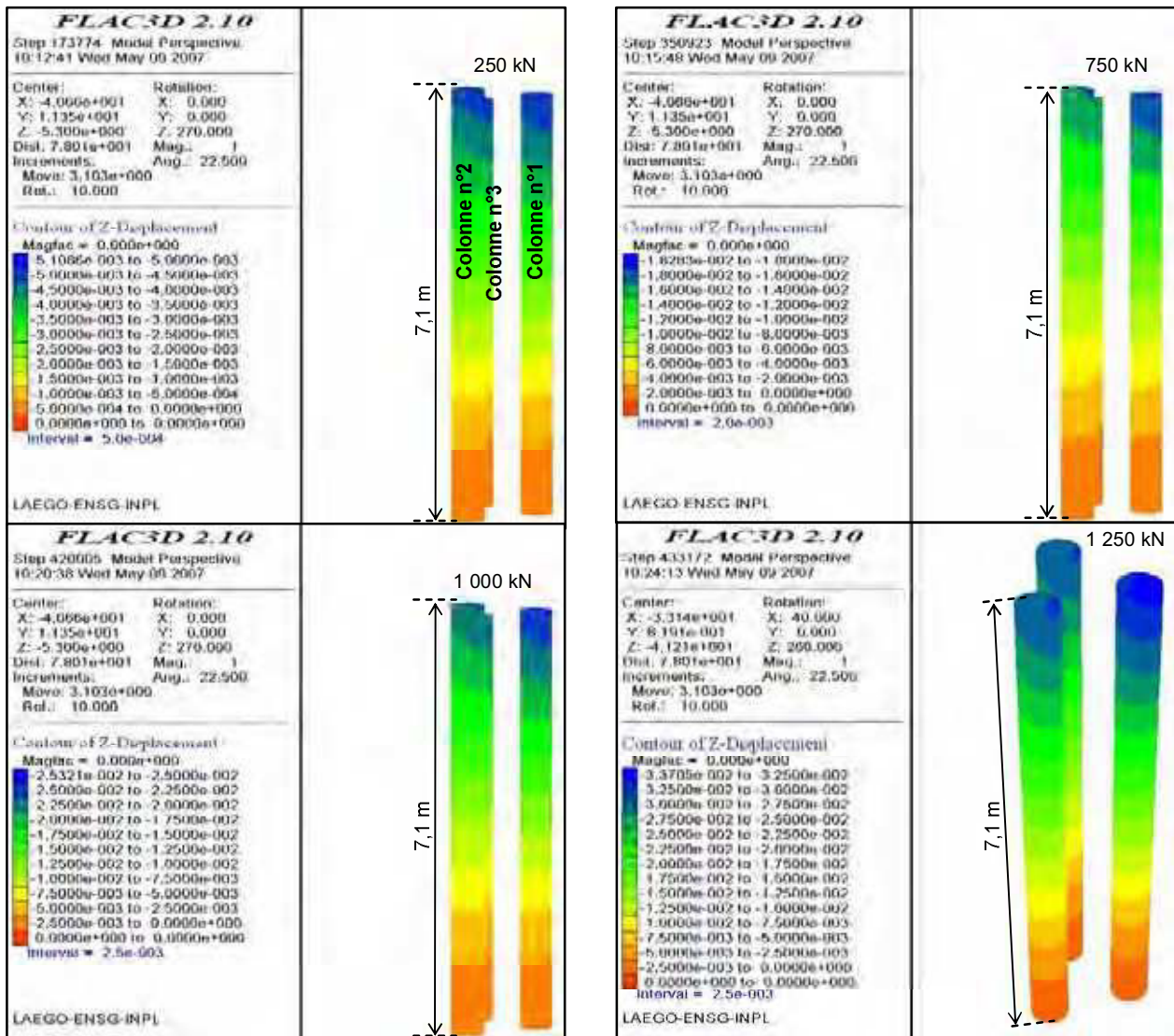


Figure IV 41 - Captures d'écran du tassement des trois colonnes.

La figure IV 42 présente plusieurs vues de la surface déformée de chacune des trois colonnes pour une charge de 1 250 kN. Bien que la colonne isolée, à loi de comportement élastique linéaire, chargée par une semelle rigide se déforme par expansion latérale, les trois colonnes, ayant la même loi de comportement que la colonne seule, se déforment par flexion. Cette différence de comportement peut provenir de la configuration des colonnes ainsi que de la forme de la semelle.

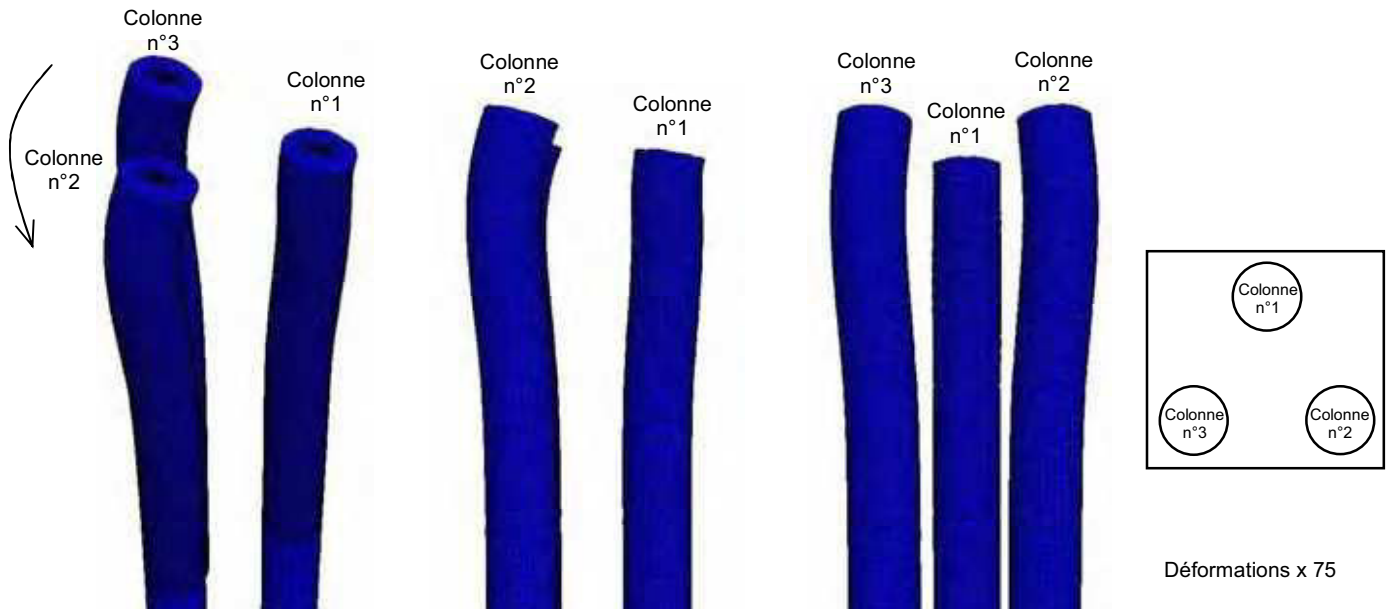


Figure IV 42 - Surfaces déformées des trois colonnes pour une charge de 1 250 kN.

L'analyse des tassements déterminés par la modélisation en trois dimensions confirme, qualitativement, les résultats de l'essai de chargement en grandeur réelle d'une semelle, quasiment carrée, sur trois colonnes ballastées disposées aux sommets d'un triangle équilatéral. En effet, malgré des colonnes à loi de comportement élastique linéaire, le basculement de la semelle vers le côté à une seule colonne a été mis en évidence. L'essai de chargement en grandeur réelle de la semelle sur les trois colonnes a aussi mis en évidence ce basculement.

Après avoir considéré les déplacements verticaux de la semelle sur les trois colonnes ballastées, sont présentés les déplacements horizontaux.

IV.3.3. Déplacements horizontaux

IV.3.3.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations

Les déplacements horizontaux ont été mesurés expérimentalement à proximité de la colonne n°1, par deux inclinomètres (n°4 et 5), et à proximité de la colonne n°3 par un inclinomètre (n°6). La figure IV 43 présente l'emplacement des coupes A1-A2, A3-A4 et A5-A6 à partir desquels les déplacements sont analysés dans la suite de ce paragraphe.

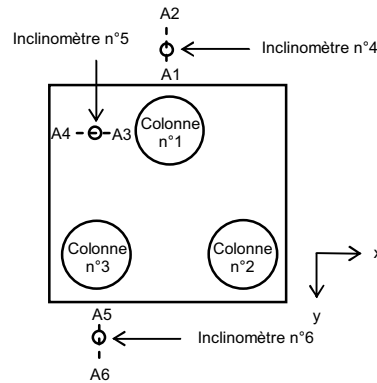


Figure IV 43 - Emplacement des trois inclinomètres.

La figure IV 44 présente les déplacements déterminés par la modélisation ainsi que par l'essai de chargement en grandeur réelle, à l'emplacement de l'inclinomètre n°4. Les déplacements sont selon la coupe A1-A2 et pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN. Cette figure indique que les déplacements horizontaux déterminés par la modélisation sont bien corrélés aux mesures expérimentales pour une charge inférieure à 1 000 kN. Pour une charge de 1 750 kN, les résultats numériques sont qualitativement proches de ceux obtenus expérimentalement. Par ailleurs, ces déplacements montrent que la colonne n°1 se déforme vers l'extérieur de la semelle et ceci jusqu'à une profondeur d'environ 4,5 m de profondeur. En dessous de cette profondeur, les déplacements sont inframillimétriques.

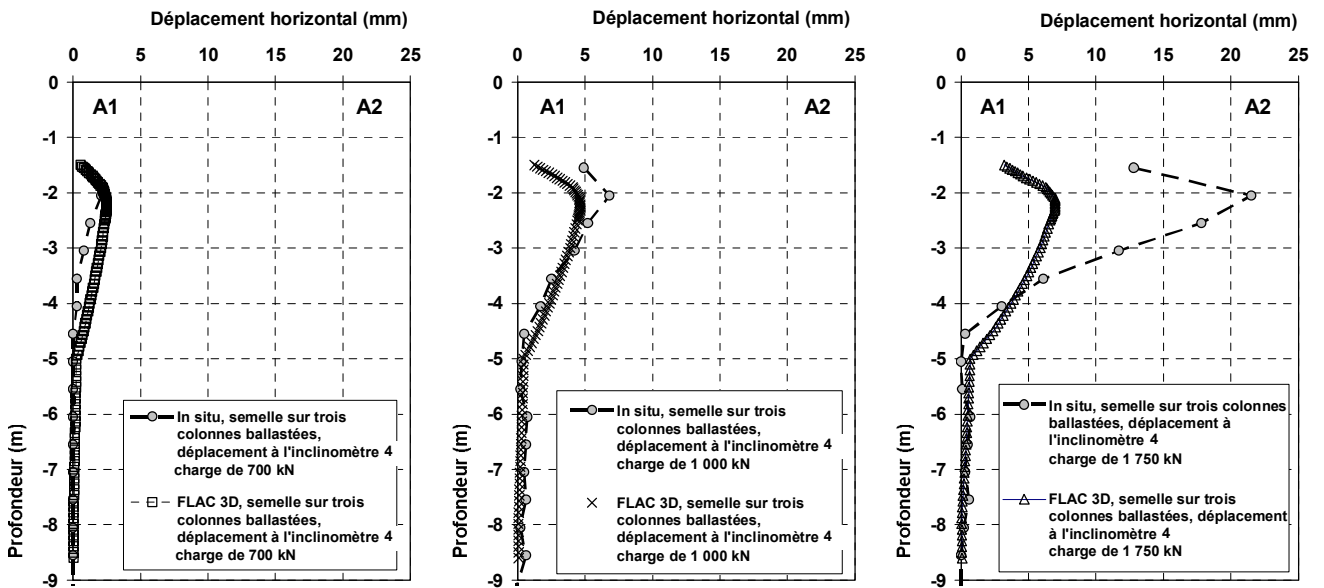


Figure IV 44 - Déplacements horizontaux à l'emplacement de l'inclinomètre n°4, pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN.

La figure IV 45 présente les déplacements déterminés par la modélisation ainsi que par l'essai de chargement en grandeur réelle, à l'emplacement de l'inclinomètre n°5. Les déplacements sont selon la coupe A3-A4 et pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN. Cette figure indique que les déplacements horizontaux déterminés par la modélisation ne sont pas corrélés aux mesures expérimentales. En effet, alors que les mesures expérimentales indiquent un déplacement du sol vers l'extérieur de la semelle, par évasement, de 1,5 à 3,5 m de profondeur, les résultats numériques indiquent à la fois un déplacement superficiel (de 1,5 à 2 m de profondeur) vers la

colonne, et en dessous, vers l'extérieur de la semelle. Le fait que le sol soit attiré vers la colonne pour une profondeur supérieure à 2 m de profondeur, pourrait éventuellement provenir du tassement de la colonne qui entraîne les points de maillage à proximité. En dessous de 5 m de profondeur, les déplacements sont inframillimétriques.

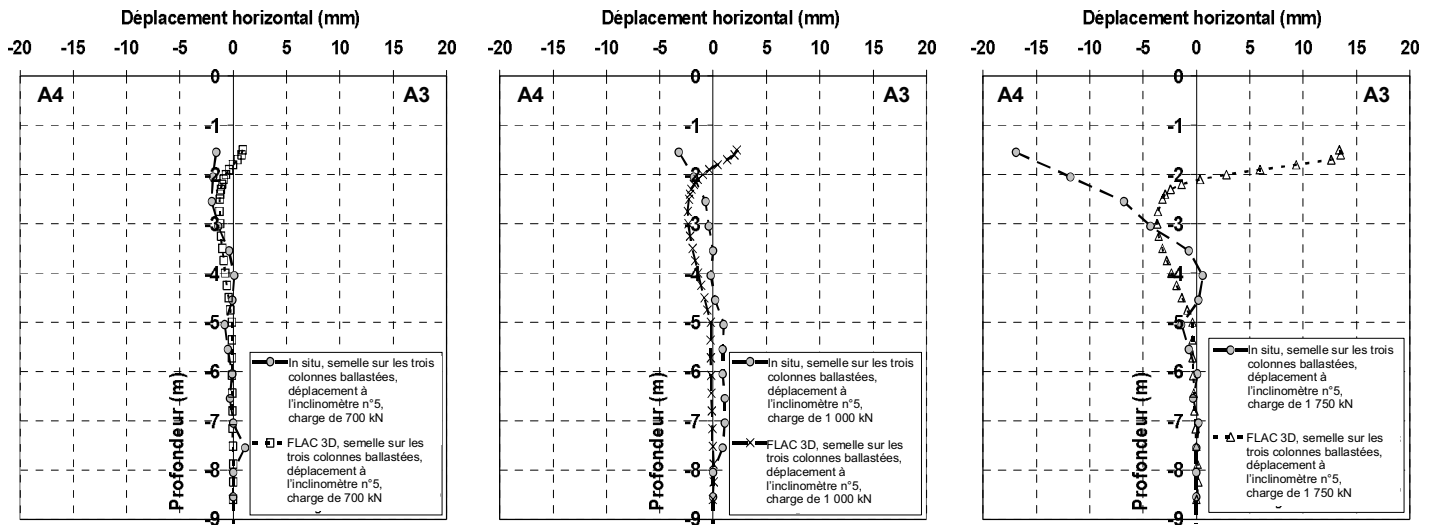


Figure IV 45 - Déplacements horizontaux à l'emplacement de l'inclinomètre n°5, pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN.

La figure IV 46 présente les déplacements déterminés par la modélisation ainsi que par l'essai de chargement en grandeur réelle, à l'emplacement de l'inclinomètre n°6. Les déplacements sont selon la coupe A5-A6 et pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN. Cette figure indique que les déplacements horizontaux déterminés par la modélisation correspondent qualitativement aux mesures expérimentales. Ces déplacements expérimentaux pour 1 000 kN indiqueraient un déplacement en bloc de la colonne, c'est-à-dire son cisaillement. A 1 750 kN, l'expansion ou le cisaillement se poursuit et s'amplifie avec le basculement de la semelle.

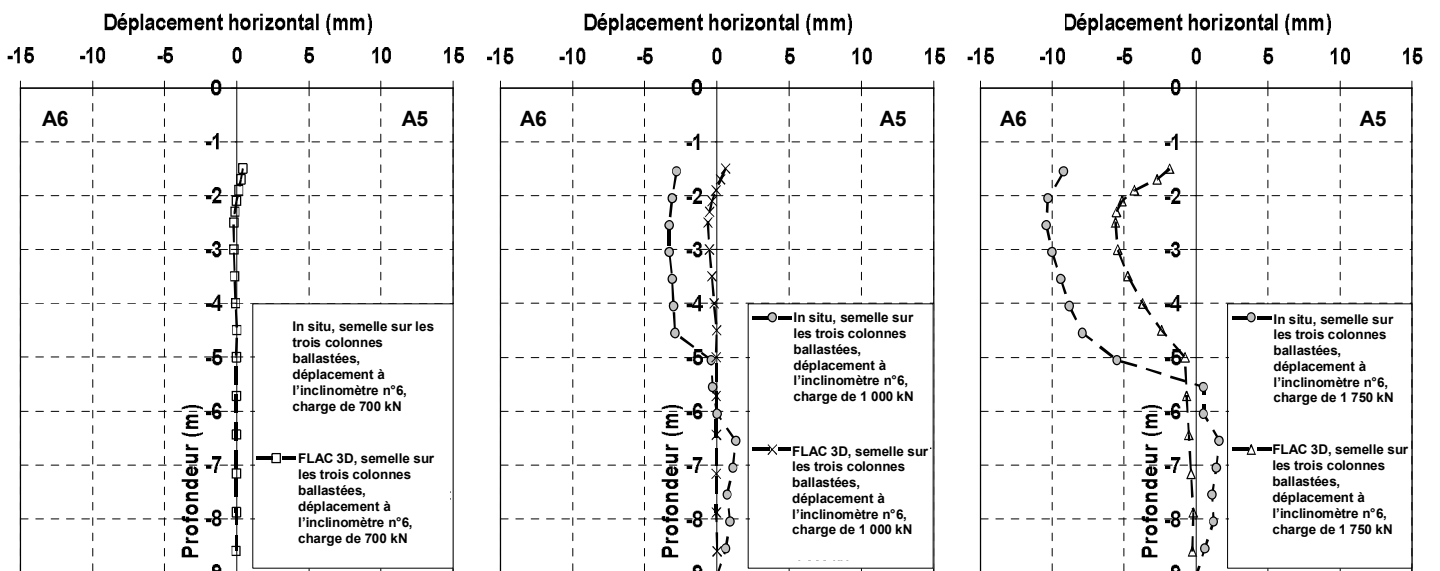


Figure IV 46 - Déplacements horizontaux à l'emplacement de l'inclinomètre n°6, pour des charges de 700, 1 000 et 1 750 kN.

La figure IV 47 présente les déplacements latéraux au centre de la semelle, selon l'axe x et l'axe y, déterminés par la modélisation pour une charge de 1 750 kN. Cette figure indique que les

déplacements du sol selon l'axe x sont nuls sur toute la hauteur du modèle. Les déplacements du sol selon l'axe y sont relativement faibles, inférieurs à 2,5 mm. Cependant, le sol se déplace vers les deux colonnes n°2 et 3. Or, comme le montrent les diverses captures d'écran constituant la figure IV 42, les colonnes n°2 et 3 se déforment de la même façon.

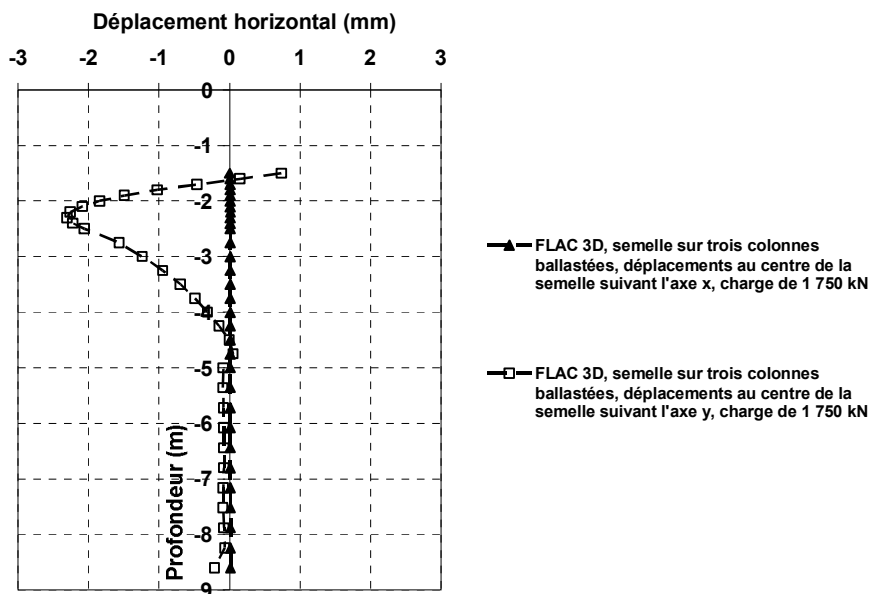


Figure IV 47 - Déplacements horizontaux au centre de la semelle (axe x et y) pour une charge de 1 750 kN.

L'analyse des déplacements horizontaux montre que le modèle peut reproduire qualitativement et parfois quantitativement les mesures expérimentales. En fonction de la localisation de la colonne par rapport à la semelle, les déplacements horizontaux sont extrêmement variables. Cependant, les résultats numériques indiquent que le sol à proximité des trois colonnes se déplace vers l'extérieur de la semelle. Ce phénomène est accentué pour les colonnes n°2 et 3 par le basculement de la semelle vers la colonne seule.

Après avoir présenté les déplacements horizontaux, les contraintes totales verticales sont considérées.

IV.3.4. Contraintes totales verticales

Dans cette partie, les contraintes verticales sont présentées sous forme de coupes longitudinales sous la semelle. Les coupes étant effectuées sous la base de la semelle.

IV.3.4.1. Comparaison des mesures expérimentales et des modélisations

La figure IV 48 présente la répartition de la contrainte totale verticale selon la coupe A-A' (cf. figure IV 38) à une charge de 500 et 1 250 kN.

Cette figure indique une concentration des contraintes sur les deux colonnes par rapport au sol. Cette concentration est d'autant plus importante que la charge est élevée. Ceci traduit bien le fait que les colonnes se chargent nettement plus que le sol sous la semelle. La concentration des contraintes s'effectue bien en fonction de la rigidité relative des deux matériaux (sol et colonne). Par ailleurs, cette figure montre que les contraintes sont distribuées de manière symétrique. La contrainte mesurée expérimentalement sur chacune des deux colonnes est environ 1,5 inférieure à celle de la modélisation, alors que celle sur le sol est 1,5 fois supérieure à celle de la

modélisation. Enfin, les coupes ne sont pas autant perturbées que celles pour une colonne bien que le maillage des colonnes dans les deux cas soit rigoureusement identique.

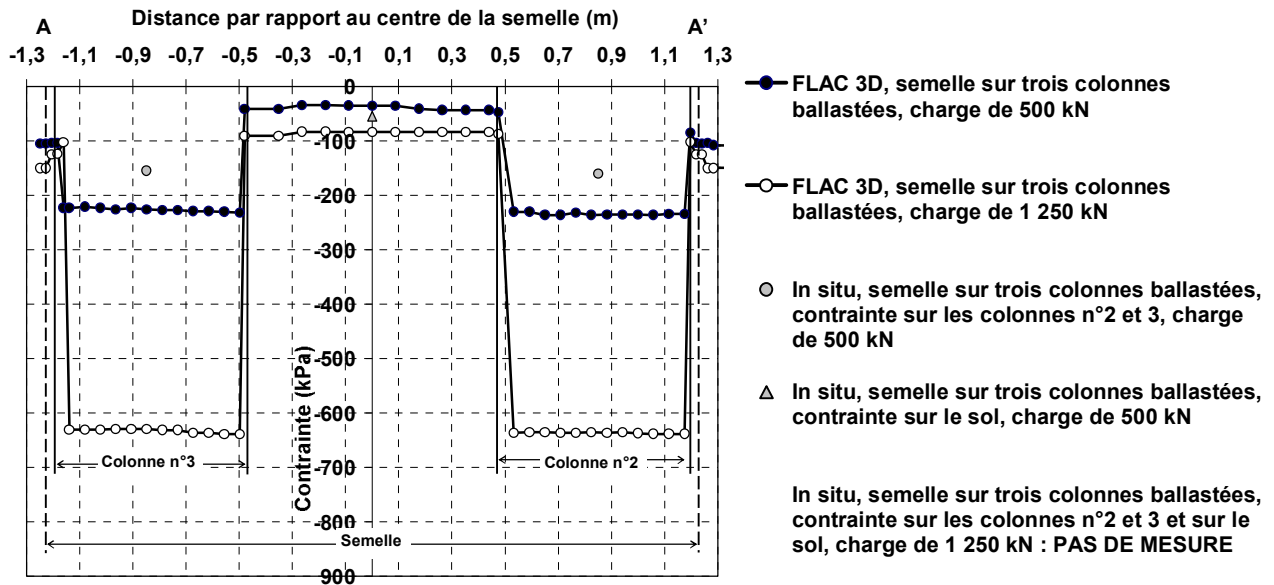


Figure IV 48 – Distribution de la contrainte totale verticale sur le sol et sur les colonnes n°2 et 3, à 500 et 1 250 kN de chargement.

La figure IV 49 présente la répartition de la contrainte totale verticale selon la coupe B-B' (cf. figure IV 39) à une charge de 500 et 1 250 kN. Comme pour les deux autres colonnes, cette figure indique une concentration de la contrainte sur la colonne. Cette concentration est d'autant marquée que la charge appliquée est élevée. Cette figure permet aussi de constater que la contrainte sur cette colonne est disymétrique, au contraire des deux autres colonnes. En effet, la contrainte augmente du côté de la colonne se trouvant proche de la bordure de la semelle. Ceci est à mettre en relation avec les tassements observés à partir de la figure IV 40. Par ailleurs, la contrainte moyenne (234 kPa) sur la colonne pour une charge de 500 kN est égale à la valeur de la contrainte sur les deux autres colonnes (235 kPa). Pour une charge de 1 250 kN, la contrainte moyenne (664 kPa) sur la colonne n°1 est légèrement supérieure à celle déterminée sur les deux autres colonnes (635 kPa). La contrainte maximale sur la colonne n°1 atteint 280 kPa à 500 kN de chargement et 750 kPa à 1 250 kN. Il semblerait donc que ce soit la position de la colonne sous la semelle carrée qui induit une disymétrie dans la répartition de la contrainte sur cette colonne et provoque le basculement.

L'analyse des contraintes totales verticales dans le cas de la modélisation en 3D d'un groupe de trois colonnes chargées par une semelle rigide carrée montre que ces contraintes se concentrent sur les colonnes au cours du chargement. Par ailleurs, les deux colonnes situées du même côté de la semelle ont une contrainte identique et répartie de manière homogène sur la totalité de leur surface. Ceci n'est pas le cas de la colonne se situant du côté opposé. En effet, la position de cette dernière colonne sous la semelle carrée induit une disymétrie dans la répartition de la contrainte sur elle-même et provoque le basculement.

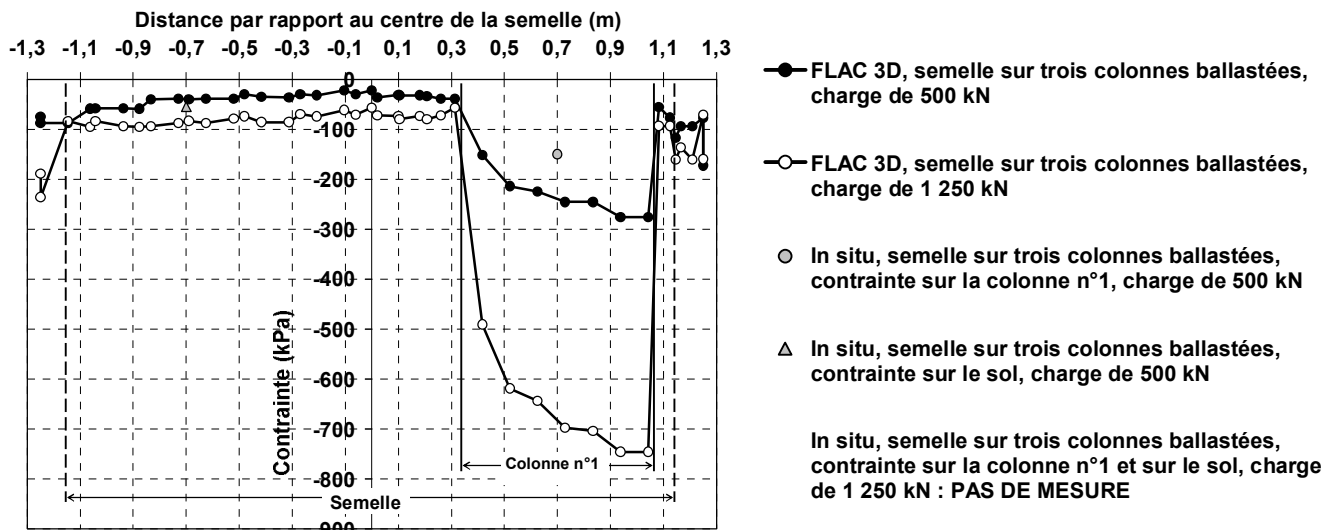


Figure IV 49 - Distribution de la contrainte totale verticale sur le sol et sur la colonne n°1, à 500 et 1 250 kN de chargement.

IV.4. CONCLUSION

L'ensemble des résultats obtenus lors de la réalisation des essais en grandeur réelle, a permis la validation d'une méthodologie de modélisation en deux et trois dimensions de semelles sur une et trois colonnes ballastées.

L'étude paramétrique réalisée sur des modèles en 2D en axisymétrie de révolution, montre qu'un modèle avec une colonne à loi de comportement élastique linéaire permet de déterminer les tassements expérimentaux avec une incertitude de $\pm 30\%$ jusqu'à la charge de fluage. Par ailleurs, les tassements déterminés à partir d'un modèle avec une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb, sont tout aussi précis, mais pour une charge inférieure à 150 kN (104 kPa). Cependant, la présence de la colonne et le fait d'avoir maintenu, lors des essais en grandeur réelle, pendant 77 jours, une charge de 150 kN semble avoir entraîné un phénomène de consolidation du sol, induisant la forme caractéristique de la courbe de tassement observée. Ainsi, la courbe des tassements déterminés à partir du modèle avec la colonne élasto-plastique, est qualitativement correcte mais pas quantitativement.

Par ailleurs, la prise en compte de la mise en place de la colonne dans le sol, soit en augmentant le K_0 , soit en mettant en place une procédure de refoulement latéral du sol, permettent, dans une certaine mesure, de réduire les tassements déterminés. Seule une forte valeur de K_0 (≥ 5) permet une estimation fiable des tassements jusqu'à la charge de fluage mesurée expérimentalement.

L'analyse des déplacements horizontaux déterminés par les trois modèles caractéristiques réalisés en 2D permet de constater que ceux-ci indiquent, comme les mesures expérimentales, une expansion latérale de la colonne dans la couche de sol ayant les caractéristiques mécaniques les plus faibles. Les déplacements maximums sont donc concentrés entre 1,5 et 2,5 m, voire 3 m, de profondeur.

Néanmoins, l'ensemble de cette approche de modélisation en 2 et 3D indique que, même si les résultats issus de la modélisation sont parfois proches des mesures *in situ*, il reste une incertitude sur les paramètres mesurés.

Par ailleurs, une modélisation en 3D doit être réalisée pour toute configuration impliquant au moins deux colonnes chargées par une semelle rigide. En effet, la prise en compte de l'aspect tridimensionnel du comportement de l'ensemble des colonnes ne peut être négligé. Ainsi, la modélisation du groupe de trois colonnes, à loi de comportement élastique-linéaire, sous une semelle rigide quasiment carrée a permis de mettre en évidence le basculement progressif de la semelle vers le côté à une seule colonne. Ceci conforte qualitativement les résultats de l'essai en grandeur réelle.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement mécanique des colonnes ballastées. Plus particulièrement, l'objectif de ce travail était d'étudier, en grandeur réelle, le comportement d'une puis de trois colonnes ballastées chargées par des semelles rigides.

La première partie du chapitre I était consacrée à la détermination des conditions d'utilisation des colonnes ballastées dans les différents types de sols. De nombreuses références ont permis d'élaborer des tableaux synthétisant les paramètres les plus judicieux quant à la définition de l'amélioration pour chacune des catégories de sols. La deuxième partie concernait les mécanismes de comportement ainsi que le dimensionnement d'une colonne et d'un réseau de colonnes. Ce chapitre a permis de mettre en évidence le peu d'essais de chargement de semelles rigides réalisés en grandeur réelle sur des colonnes ballastées convenablement instrumentées.

Le second chapitre a été l'occasion de présenter les moyens mis en œuvre pour la reconnaissance du site ainsi que la mise en place des dispositifs expérimentaux. Ont été présentés les essais de laboratoire ayant été réalisés sur les échantillons intacts de sols prélevés sur le site lors du carottage ainsi que ceux réalisés sur le ballast. Ont aussi été présentés l'interprétation du sondage carotté, du sondage pressiométrique, ainsi que des treize sondages de pénétration statique afin de définir in situ les paramètres mécaniques des sols avant toute intervention. La deuxième partie a fait le point sur la mise en place des dispositifs expérimentaux du site des essais.

Le troisième chapitre était consacré à l'analyse et à l'interprétation des essais de chargement en grandeur réelle. La comparaison des sondages de pénétration statique avant et après la construction des colonnes, a permis de déterminer un coefficient d'amélioration de l'argile. Dans le cas d'une colonne isolée, l'analyse permet de constater que l'amélioration n'est pas isotrope car elle dépend de la :

- position du vibreur ;
- distance à l'axe théorique de la colonne.

Dans le cas d'un groupe de trois colonnes, disposées aux sommets d'un triangle équilatéral de 1,8 m de côté, l'analyse permet de constater que l'amélioration de l'argile n'est pas isotrope car elle dépend de la :

- position du vibreur ;
- distance à l'axe théorique de la colonne ;

- localisation par rapport au groupe.

Par ailleurs, l'ensemble de nos résultats *in situ* comparés à ceux de la bibliographie montrent que l'amélioration d'un sol fin (argile, limon) déterminée par l'utilisation de sondages de pénétration statique ou de sondages pressiométriques est faible ($< 1,5$).

Lors des phases de chargement de la semelle sur une colonne ballastée, les deux inclinomètres situés de part et d'autre de cette colonne, ont permis de constater une augmentation des déplacements du sol sur 2,5 m (de -1,5 à - 4 m). Cette profondeur correspond à environ 3 fois le diamètre moyen de la colonne dans l'argile. Ceci est conforme aux constatations de Hughes et Withers (1974), selon lesquelles une colonne ballastée peut se rompre par expansion latérale, dans un sol homogène, sur une hauteur comprise entre 3 à 4 fois le diamètre de la colonne. Toutefois, les deux inclinomètres indiquent très nettement la rupture de la colonne à - 2,5 m de profondeur, à la limite de l'argile limoneuse molle à ferme et l'argile ferme à passages sableux.

Les deux inclinomètres placés à proximité de l'une des trois colonnes ont permis de constater que, lors de la réalisation des colonnes et de leur chargement, les déplacements ne sont pas identiques, pour une même couche de sol, compte tenu de la distance respective des deux inclinomètres par rapport à l'axe théorique de la colonne, de la non homogénéité du sol, et de l'orientation du vibreur. Par ailleurs, les trois inclinomètres ont permis de mettre en évidence l'influence de la construction successive des trois colonnes sur les déplacements observés.

L'analyse des mesures de pression interstitielle permet de montrer que la réalisation des colonnes a créé une augmentation très importante de la pression interstitielle aux profondeurs de mesure (3 et 4,5 m), ainsi qu'à proximité de celles-ci (< 1 m). Ceci est dû au mode de réalisation des colonnes par refoulement. Le nombre de jours nécessaires afin que l'excès de pression interstitielle soit dissipé varie de quelques jours à 4,5 m de profondeur, à environ 30 jours pour les capteurs à 3 m. Cependant, la forte influence de l'eau météorique sur les capteurs à 3 m n'a pas permis de définir nettement ce laps de temps pour le capteur de la zone à une colonne. Enfin, l'évolution de l'écart de pression interstitielle pendant le chargement des semelles est délicate à interpréter compte tenu des variations d'apport en eau météorique. En effet, seul le capteur situé à 4,5 m de profondeur, indique une stabilité dans les écarts lors du chargement. Cependant, compte tenu des variations dues à ces phénomènes perturbateurs, il est délicat d'attribuer toute perturbation aux conditions de chargement mécanique des semelles.

L'analyse des mesures de la pression totale verticale indique que les contraintes se concentrent sur la (les) colonne(s) au cours du chargement de la semelle. En effet, pour une contrainte appliquée d'environ 208 kPa sur la semelle avec une colonne, la contrainte sur la colonne est quatre fois plus élevée que celle sur le sol. Cependant, pour la semelle sur les trois colonnes, la contrainte varie en fonction de la position de la colonne.

Enfin, concernant les tassements et les charges de fluage, les essais ont permis de montrer que :

- les contraintes de fluage des deux semelles sur le sol naturel sont quasiment égales ;
- la charge de fluage de la semelle sur les trois colonnes n'est pas égale à trois fois celle de la semelle sur une colonne, mais seulement à 2,1 ;

- la disposition des trois colonnes sous la semelle carrée pouvait engendrer un basculement de celle-ci à partir d'une charge égale à 70 % de la charge de fluage théorique de l'ensemble sol-colonne.

Le quatrième et dernier chapitre est une interprétation comparée des modélisations numériques en deux et trois dimensions par rapport aux mesures obtenues expérimentalement. Les différentes modélisations, en deux dimensions en axisymétrie de révolution, du chargement d'une semelle sur une colonne ballastée indiquent que, compte tenu des charges appliquées, une colonne à loi de comportement élastique linéaire reproduit bien les tassements expérimentaux jusqu'à une contrainte d'environ 280 kPa. Cependant, les paramètres mécaniques des divers matériaux doivent être bien déterminés. Une colonne à loi de comportement élasto-plastique à critère de rupture Mohr-Coulomb reproduit bien, qualitativement, les tassements expérimentaux. Néanmoins, les écarts observés peuvent provenir des conditions dans lesquelles la charge a été appliquée à savoir le maintien de 150 kN pendant 77 jours puis la reprise du chargement. La prise en compte de la mise en place de la colonne ballastée dans le sol par refoulement latéral ne permet pas toutefois d'obtenir des résultats de tassements identiques à ceux obtenus expérimentalement. Les déplacements latéraux mesurés par les modèles pour lesquels la colonne est à loi de comportement élasto-plastique et pour des charges importantes, permettent une bonne corrélation entre les résultats issus de la modélisation numérique et de ceux issus des essais en grandeur réelle.

Par ailleurs, la prise en compte de la mise en place de la colonne dans le sol, soit en augmentant le K_0 , soit en mettant en place une procédure de refoulement latéral du sol, permet, dans une certaine mesure, de réduire les tassements déterminés. Seule une forte valeur de K_0 (≥ 5) permet une estimation fiable des tassements élastiques. Cependant, la procédure de refoulement du sol ne permet pas d'obtenir fidèlement les tassements expérimentaux.

Enfin, les modélisations en 3D d'une semelle sur trois colonnes ont permis de montrer que la fondation subissait un tassement différentiel, vers le côté à une seule colonne, comme l'a indiqué l'essai en grandeur réelle. Ceci étant dû à la disposition des trois colonnes en triangle sous la semelle carrée.

Du point de vue de l'étude du comportement mécanique en grandeur réelle des colonnes ballastées, il serait intéressant de réaliser d'autres configurations de colonnes sous semelles rigides afin de mieux en définir les limites d'utilisation. Par exemple, l'effet de confinement des colonnes sous la semelle, par la présence d'autres colonnes avoisinantes, n'a pas été pris en compte dans ces essais. Ces essais devront nécessairement être couplés à des modélisations numériques qui tiennent compte de l'aspect tridimensionnel de ces configurations.

BIBLIOGRAPHIE

Aboshi H., Mizumo Y., Kuwabara M., 1991. Present state of sand compaction pile in Japan. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 32-46.

Aboshi H., Ichimoto E., Enoki M., Harada K., 1979. The "composer", a method to improve characteristics of soft clay by inclusion of large diameter sand columns, *C.R. Colloque int. sur le renforcement des sols : Terre armée et autres methodes*, vol. 1, 211-216.

Adalier K., Elgamal A., Meneses J., Baez J.I., 2003. Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* Vol. 23, 571-584.

Alamgir M., Miura N., Poorooshab, Madhav M.R., 1996. Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. *Computer and Geotechnics*, Vol. 18, No. 4, 267-290.

Allen T.M., Harrison T.L., Strada J.R., Kilian A.P., 1991. Use of stone columns to support I-90 cut and cover tunnel. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 101-115.

Armijo G., 2004. Ground improvement to avoid liquefaction risk. *Actes du symposium international sur l'amélioration des sols en place, ENPC/LCPC*, 45-57.

Atkinson J.H., Lau W.H.W., 1991. Measurement of soil strength in simple shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 28, n°2, pp. 255-262.

Ausilio E., Conte E., Dente G., 2004. Improvement of compressible soils using the vibro-replacement technique. *ASEP-GI, ENPC/LCPC*, 363-370.

Bachus R.C., Barksdale R.D., 1984. Vertical and lateral behavior of model stone columns. *Proceedings of the International Conference on In Situ Reinforcement of Soils and Rocks*, Vol. 1, 99-104

Balaam N.P., 1978. Load settlement behaviour of granular piles. *Ph. D. thesis, University of Sydney, Australia*.

Balaam N.P., Poulos H.G., 1983. The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns. *Proc. of the 8th ECSMFE*, vol. 1, 199-204.

Balaam N.P., Booker J.R., 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 5, 379-403.

Balaam N.P., Booker J.R., 1985. Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 9, 331-351.

Balaam N.P., Booker J.R., Poulos H.G., 1976. *Analysis of granular pile behaviour using finite elements*. University of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R295, *In* Soyez B., 1985. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 135, 35-51.

Barksdale R.D., Takefumi T., 1991. Design, construction and testing of sand compaction piles. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 4-18.

Barksdale R.D., Bachus R.C., 1983. Design and construction of stone columns, Volume I, Federal Highway Administration, report NO. SCEGIT-83-104; FHWA/RD-83/026; PB 84-190024, December 1983.

Barksdale R.D., 1981. *Site improvement in Japan using sand compaction piles*. Georgia Institute of Technology, Atlanta, July 1981.

Barron R.A., 1947. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Proc., ASCE*, 73 ,6., 811-835.

Baumann V., Bauer G.E.A., 1974. The performance of foundations on various soils stabilized by the Vibro-compaction process. *Revue canadienne de Géotechnique*, Vol. 11, n° 4, 509-530.

Bell A.L., Kirkland D.A., Sinclair A., 1986. Vibro-replacement ground improvement at General Terminus Quay, Glasgow. *Proc. of the Conference Building on marginal and derelict land*, 697-712.

Black J., Sivakumar V., M. R. Madhav, McCabe B., 2006. An improved experimental test set-up to study the performance of granular columns. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.29, No. 3, 193-199.

Bouassida M., Guetif Z., de Buhan P., Dormieux L., 2003. Estimation par une approche variationnelle du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé par colonnes. *Revue Française de Géotechnique*, N°102, 21-29.

Bouassida M., de Buhan P., Dormieux L., 1995. Bearing capacity of a foundation resting on a soil improved by a group of columns. *Géotechnique*, 45, n°.1, 25-34.

Brauns J., 1980. Untergrund Verbesserung mittels Sandpfählen oder Schottersäulen, Tiefbau 22, n° 8, 678-683, *In* Soyez B., 1985. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 135, 35-51.

Brauns J., 1978. Initial bearing capacity of stone columns and sand piles. *Proc. Symposium Soil reinforcing and stabilizing techniques in engineering practice*, vol. 1, 497-512, *In* Soyez B., 1985. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 135, 35-51.

Bretelle S., Guilloux A., Della Longa Y., Zaghouni K., 2004. Amélioration des sols par colonnes ballastées sous deux grands réservoirs GNL. *ASEP-GI, ENPC/LCPC*, 77-84.

Brignoli E., Garassino A., Renzo P., 1994. The usefulness of stone columns to reduce settlements and distortions – A case history. *Proceedings of Settlement 94', Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, vol. 1, ASCE, Geotechnical Special Publication NO. 40, 560-570.

Brown R.E., 1977. Vibroflotation compaction of cohesionless soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT12, 1437-1451.

Brunner W.B., Bi A., Chen Y.L., 2004. Ground improvement by stone columns at formosa plant, Taiwan and its earthquake response. *ASEP-GI, ENPC/LCPC*, 85-92.

Buggy F.J., Martinez R.E., Hussin J.D., Deschamp R.J., 1994. Performance of oil storage tanks on vibroflotation improved hydraulic fill in the port of Tampa, Florida. *Proceedings of Settlement 94', Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, vol. 1, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 40, 548-559.

Bustamante M., Jacquard C., Berthelot P., 1991. Comportement à long terme de colonnes ballastées pilonnées. *Proc. of the 10th ECSMFE*, 345-348.

Callanan J. F., 1991. Design and construction monitoring of stone column foundations in hydraulic fill, *Proc. of the 10th ECSMFE*, 349-352.

Castelli R.J., 1991. Vibratory deep compaction of underwater fill. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 279-296.

Castelli R. J., Sarkar S. K., Munfakh G.A., 1983. Ground treatment in the design and construction of a wharf structure. *Proc. of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, 275-281. **In** Poorooshasb H.B., Meyerhof G.G., 1997. Analysis of behavior of stone columns and lime columns. *Computers and Geotechnics*, Vol. 20, No. 1, 47-70.

Charles J.A., Watts K.S., 1983. Compressibility of soft clay reinforced with granular columns. *Proc. of the 8th ECSMFE*, Vol. 1, 347-352. **In** Greenwood D.A., Kirsch K., 1983. Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods, state of the art. *Proc. of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, 17-45.

Christoulas St., Bouckovalas G., Giannaros Ch., 2000. An experimental study on model stone columns. *Soils and Foundations*, Vol. 40, NO. 6, 11-22.

Clemente J.L.M., Davie J.R., 2000. Stone columns for settlement reduction. *Proc. of GEOENG2000 Australia*. 6 p.

Clemente J.L.M., Senapathy H., Davie J.R., 2005. Performance prediction of stone-column-supported foundations. *Proc. of the 16th ICSMGE*, 1327-1330.

Costet J., Sanglerat G., 1981. Cours pratique de mécanique des sols, tome 1, Plasticité et calcul des tassements, 3^e édition, ISBN 2-04-015793-X, 285 p.

Datye K.R., 1982. Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns, *Proc. Symposium on soil and rock improvement techniques including geotextiles reinforced earth and modern piling methods*, A-1-1 A-1-27.

Datye K.R., Nagaraju S.S., 1981. Design approach and field control for stone columns. *Proc. of the 10th ICSMFE*, Vol. 3, 637-640.

Datye K.R., Nagaraju S.S., 1977. Behaviour of foundations on stone column treated ground. *Proc. of the 9th ICSMFE*, Vol. 1, 467-470.

Davie J.R., Young L.W., Lewis M.R., Swekosky F.J., 1991. Use of stone columns to improve the structural performance of coal waste deposits, *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 116-130.

Degen W.S., 1998. Deep vibratory ground improvement. Handbook for the design and execution of deep vibratory ground improvement works. *Vibroflotation AG*. 273 p.

De Josselin de Jong G., 1988. Elasto-plastic version of the double sliding model in undrained simple shear tests. *Géotechnique* 38, pp. 533-555.

Dhouib A., Dupraz M., Lelievre S., 2006 a. Etude comparative de tassements excessifs de semelles sur colonnes ballastées. *ELU-ULS 2006*, Vol.1, 461-470.

Dhouib A., Soyez L., Soyez B., 2006 b. Comportement à la rupture de colonnes ballastées sous semelles : étude de quelques cas. *ELU-ULS 2006*, Vol.1, 471-480.

Dhouib A., Blondeau F., 2005. Colonnes ballastées. Techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement. Presses de l'ENPC, ISBN 2-85978-401-2, 264 p.

Dhouib A., Bourgeois E., El Jouhari K., Leroi B., 2004 a. Comportement des semelles sur colonnes ballastées. *ASEP-GI 2004*, 115-129.

Dhouib A., Magnan J.P., Guilloux A., 2004 b. Procédés d'amélioration des sols : historique, méthodes de reconnaissance, applications et données économiques, *PARAM 2002, FONDSUP 2003, ASEP-GI 2004*, Vol. 2, 577-597.

Dhouib A., 2003. Comportement des fondations sur sols traités par colonnes ballastées sous charge excentrée. *FONDSUP 2003*, ENPC/LCPC, Paris, 179-184.

Dhouib A., Stoehr B., Baouche F., Hermges T., 2002. Etude des massifs de fondation reposant sur sols traités par colonnes ballastées et soumis à des efforts de renversement, *JNKG*.

Dhouib A., Gambin M.P., Jacquemin S., Soyez B., 1998. Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées, *Revue Française de Géotechnique* n°82, 37-48.

Dobson T., Slocombe B., 1982. Deep densification of granular fills. *Proc. of the 2nd Geotechnical Conference and Exhibit on Design and Construction*.

Di Maggio J.A., 1978. Stone columns: a foundation treatment. Demonstration project n° 46, FHWA, Washington D.C., 1-69, *In* Soyez B., 1985. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 135, 35-51.

Drescher J., Fritz L., 1989. High railroad embankments founded on gravel column reinforced ground. *Proc. of the 12th ICSMFE*, Vol. 3, 1735-1738.

D.T.U. 13.2, 1978. Fondations profondes pour le bâtiment, chapitre 8, Colonnes ballastées.

Eggestad A., 1983. Improvement of cohesive soils. State of the art report. *Proc. of the 8th ECSMFE*, Main Session A, vol. 3, 991-1007.

Engelhardt K., Golding H.C., 1975. Field testing to evaluate stone column performance in a seismic area, *Géotechnique*, Vol. 25, No. 1, 61-69.

European Standard EN 14731:2005:E, 2005. Execution of special geotechnical works – Ground treatment by deep vibration, *European Committee for Standardization*, 24 p.

Frossard A., Glandy M., 2003. Dimensionnement d'une fondation superficielle sur un sol renforcé d'inclusions. *FONDSUP 2003*, ENPC/LCPC, 243-250.

Gibson R.D., Anderson W.F., 1961. *In-situ* measurements of soil properties with pressuremeter. *Civil Engineering and Public Works Review*, vol. 56, No. 658.

Goughnour R.R., Sung J.T., Ramsey J.S., 1991. Slide correction by stone columns. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 131-147.

Greenwood D.A., 1991. Load tests on stone columns. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 148-171.

Greenwood D.A., Kirsch K., 1983. Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods, state of the art. *Proc. of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, 17-45.

Greenwood D.A., 1975. Vibroflotation: rationale for design and practice. *Methods of treatment of unstable ground*, 189-209.

Greenwood D.A., 1974. Differential settlement tolerances of cylindrical steel tanks for bulk liquid storage. *Proc. Conf. on Settlement of structures*, 361-367. **In** Greenwood D.A., Kirsch K., 1983. Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods, state of the art. *Proc. of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, 17-45.

Greenwood D.A., 1970. Mechanical improvement of soils below ground surface. *Proc. Conference on Ground Engineering*, Institution of Civil Engineers, 11-22. **In** Greenwood D.A., Kirsch K., 1983. Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods, state of the art. *Proc. of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, 17-45.

GTR, 1992. Réalisation des remblais et des couches de forme, fascicule II, annexes techniques, LCPC-SETRA, ISBN 2 -11-085-708-0, 102 p.

Guermazi A., 1986. Analyse théorique et expérimentale du comportement d'un sol renforcé par colonnes ballastées, Thèse de l'Université Pierre et Marie Curie, Paris VI-ENPC.

Guétif Z., Debats J.-M., Bouassida M., Ellouze S., 2004. Amélioration du module de déformation d'une argile molle due à la mise en place d'une colonne ballastée par vibro-compaction. *Actes du Colloque International de Géotechnique*, 343-349.

Guilloux A., Gernigon P, Bretelle S., Della Longa Y., 2003. Analyse comparative des fondations retenues pour trois projets de grands réservoirs. *FONDSUP 2003*, ENPC/LCPC, 295-302.

Hayden R.F., Welch C.M., 1991. Design and installation of stone columns at naval air station. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 172-184.

Holeyman A., Wallays M., 1984. Compactage par damage en profondeur. *Colloque international sur le renforcement en place des sols et des roches*, 367-371

Hughes J.M.O., Withers N.J., Greenwood D.A., 1975. A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. *Géotechnique* No. 25, 31-44.

Hughes J.M.O., Withers N.J., 1974. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering* No. 3, vol. 7, 42-49.

Hussin J.D., Baez J.I., 1991. Analysis of quick load tests on stone columns : case histories. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 185-198.

Jrad M., 1993. Etude expérimentale du comportement mécanique de granulats calcaires, Thèse de doctorat de l'INPL, 132 p.

Kirsch K., 1979. Erfahrungen mit der Baugrundverbesserung durch Tiefenrüttler, *Geotechnik* 1, 21-32. **In** Greenwood D.A., Kirsch K., 1983. Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods, state of the art. *Proc. of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, 17-45.

Kirsch F., 2004. Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen, dissertation der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 226 p.

Kundu P.K., Sharma K.G., Nanda A., 1994. Analysis of stone column foundation for storage tank by FEM. *Proceedings of Settlement 94', Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, vol. 1, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 40, 701-710.

Lee J.S., Pande G.N., 1998. Analysis of stone column reinforced foundations. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 22, 1001-1020.

Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F., 1985. Remblais sur argiles molles. Editions Lavoisier ISBN 2-85206-295-X, 342 p.

Malarvizhi S.N., Ilamparuthi K., 2004. Load versus settlement of claybed stabilized with stone and reinforced stone columns. *Proc. of GEOASIA 2004*, 322-329.

Maurya R.R., Sharma B.V.R., Naresh D.N., 2005. Footing load tests on single and group of stone columns. *Proc. of the 16th ICSMGE*, 1385-1388.

Massarsch K. R., 1991 b Deep Vibratory Compaction of Land Fill using Soil Resonance, *Proceedings, "Infrastructure '91", Intern. Workshop on Technology for Hong Kong's Infrastructure Development*, 677-697.

Mattes N.S. Poulos H.G., 1969. Settlement of single compressible pile. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 95, No. SM1, 189-207.

McKelvey D., Sivakumar V., Bell A., Graham J., 2004. Modelling vibrated stone columns in soft clay. *Geotechnical Engineering*, 157, Issue GE3, 137-149.

McKenna J.M., Eyre W.A., Wolstenholme D.R., 1975. Performance of an embankment supported by stone columns in soft ground. *Géotechnique* No. 25, 51-59.

Mitchell J.K., Huber T.R., 1985. Performance of stone column foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, NO. 2, February 1985, 205-223.

Mitchell J.K., 1981. Soil Improvement, State of the Art report. *Proc. of the 10th ICSMFE*, Vol. 4, 509-565.

Mitchell J.K., 1970. In-place treatment of foundation soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. SM1, 73-110.

Monnet J., 1977. Détermination d'une loi d'érouissage des sols et utilisation de la méthode des éléments finis. Thèse de Doctorat, INSA Lyon. *In* Jrad M., 1993. Etude expérimentale du comportement mécanique de granulats calcaires, Thèse de doctorat de l'INPL, 132 p.

Morgenthaler M., Cambou B., Sanglerat G., 1978. Colonnes ballastées, essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis. *Revue Française de Géotechnique* No. 5, 41-55.

Muir Wood D., Hu W., Nash D.F.T., 2000. Group effects in stone column foundations: model tests, *Géotechnique* 50, No. 6, 689-698.

Nahrgang E., 1976. Untersuchung des Tragverhaltens von eingerüttelten Schottersäulen an Hand von Modellversuchen. *Baumaschinen und Bautechnik*, H8. *In* Greenwood D.A., Kirsch K. 1983. Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods, state of the art. *Proc. of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, 17-45.

Norme française NF P 94-048, 1996. Détermination de la teneur en carbonate. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 1 : Essais sur site, 2^e édition*. ISBN 2-12-139422-2, 149-164.

Norme française NF P 94-050, 1995. Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux, méthode par étuvage. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 87-93.

Norme française NF P 94-051, 1993. Détermination des limites d'Atterberg, limite de liquidité à la coupelle, limite de plasticité au rouleau. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 95-109.

Norme française NF P 94-054, 1991. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols, méthode au pycnomètre. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 127-132.

Norme française NF P 94-057, 1992. Analyse granulométrique des sols, méthode par sédimentation. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 157-173.

Norme française NF P 94-068, 1993. Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse, détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 247-254.

Norme française NF P 94-071-1, 1994. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte, cisaillement direct, en conditions non consolidées et non drainées, ou consolidées et non drainées. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 293-308.

Norme française NF P 94-113, 1996. Essai de pénétration statique. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 55-66.

Norme française P 18-572, 1990. Essai d'usure micro-Deval. *Recueil de normes, Granulats, Volume 2*. ISBN 2-12-131821-6, 43-48.

Norme française P 18-573, 1990. Essai Los Angeles. *Recueil de normes, Granulats, Volume 2*. ISBN 2-12-131821-6, 49-53.

Norme française XP P 94-041, 1995. Identification granulométrique, méthode de tamisage par voie humide. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 43-53.

Norme française XP P 94-090, 1997. Essai oedométrique. *Recueil de normes, Géotechnique, Tome 2 : Essais en laboratoire, 2^e édition*. ISBN 2-12-139421-4, 397-419.

Poorooshasb H.B., Meyerhof G.G., 1997. Analysis of behavior of stone columns and lime columns. *Computers and Geotechnics*, Vol. 20, No. 1, 47-70.

Priebe H.J., 2005. Design of vibro replacement. *Ground Engineering*, January 2005, 25-27.

Priebe H.J., 2003. GRETA Software V 2.1.3, GEOstat.

Priebe H.J., 1995. The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, December 1995, 31-37.

Priebe H.J., 1991. Vibro replacement – Design criteria and quality control, *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 62-71.

Priebe H.J., 1978. Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes, *Die Bautechnik*, Vol. 55, No. 9, 281-284. Setzungsverhalten eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes, *Die Bautechnik*, Vol. 55, No. 9, 281-284, *In* Soyez B., 1985. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 135, 35-51.

Priebe H.J., 1976. Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes, *Die Bautechnik*, Vol. 53, No. 5, 160-162.

Pulko B., Majes B., 2005. Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced soil. *Proc. of the 16th ICSMGE*, 1401-1404.

Queyroi D., Chaput D., Pilot G., 1985. Amélioration des sols de fondation. Choix des méthodes d'exécution. Notice d'information technique. Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, LCPC. ISSN 0337-1565, 55 p.

Rathgeb E., Kutzner C., 1975. Some applications of the vibro-replacement process. *Géotechnique* NO. 25, 45-50.

Recommandations (2005). Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement, *Revue Française de Géotechnique*, n° 111, 3-16.

Renton-Rose D.G., Bunce G.C., Finlay D.W., 2000. Vibro-replacement for industrial plant on reclaimed land, Bahrain. *Géotechnique* 50, NO. 6, 727-737.

Rowe P.W., 1969. The relation between the shear strength of sand in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Géotechnique* 19, n°1, pp. 75-86.

Schmertmann J.H., 1978. Guidelines for cone penetration test performance and design – U.S. Department of Transportation. *Federal Highway Administration*, Washington D.C., Report FHWA-TS-78-209, 145 p.

Sharma R.S., Phani Kumar B.R., Nagendra G., 2004. Compressive load response of granular piles reinforced with geogrids. *Can. Geotech. J.*, 41, 187-192.

Sivakumar V., McKelvey D., Graham J., Hughes D., 2004. Triaxial tests on model sand columns in clay. *Can. Geotech. J.*, 41, 299-312.

Slocombe B.C., Moseley M.P., 1991. The testing and instrumentation of stone columns. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 85-100.

Soyez B., 1985. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 135, 35-51.

Stewart D., Fahey M., 1994. An investigation of the reinforcing effect of stone columns in clay. *Proc. of Settlement 94'*, Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, vol. 1, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 40, 513-524.

Thorburn S., 1975. Building structures supported by stabilized ground. *Géotechnique*, Vol. 25, No. 1, 83-94.

Tanimoto K., 1960. Sand compaction pile method and vibrating pile driving method. *New method of soil and foundation*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Van Impe W. De Beer E., 1983. Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. *Proc. of the 8th ECSMFE*, Vol. 1, 309-312.

Vautrain J., 1980. Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. *Revue Française de Géotechnique*, n° 11, 59-73.

Vesic A.S., 1972. Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM3, 265-290.

Watt A.J., Eyre W.A., Greenwood D.A., 1967. Loading tests on structures founded on soft cohesive soils strengthened by compacted granular columns. *Proc. of the 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 248-251.

Watts K.S., Johnson D., Wood L.A., Saadi A., 2000. An instrumented trial of vibro ground treatment supporting strip foundations in a variable fill, *Géotechnique* 50, No. 6, 699-708.

Watts K.S., Charles A., 1991. The use, testing and performance of vibrated stone columns in the United Kingdom. *Proc. Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing*, ASTM STP 1089, 212-223.

Zaghouani K., Guilloux A., Bretelle S., 2004. Minimisation de risque de chantier par un suivi rigoureux d'un chantier de colonnes ballastées sur sol liquéfiable. *Actes du Colloque les risques en génie civil*, 240-257.

Sommaire des annexes

Annexe 1 - Tableaux du chapitre I	p. 212 à 234
Annexe 2 - Photos des échantillons de sol et coupe lithologique détaillée	p. 235 à 245
Annexe 3 - Résultats pénétrométriques pré-amélioration	p. 246 à 252
Annexe 4 - Fiches d'enregistrement des paramètres des colonnes	p. 253 à 265
Annexe 5 - Calculs de capacité portante et de tassement	p. 266 à 289

ANNEXE 1

TABLEAUX DU CHAPITRE I

Tableau I 2 - Quelques caractéristiques géotechniques de sols pulvérulents traités par colonnes ballastées.

Auteurs	Fondation et ouvrage	Nature du sol	Epaisseur (m)	Paramètres mécaniques et physiques des sols			Méthode de mise en place des colonnes
				N _{SPT} (coups/0,3 m)	Déterminés par d'autres essais <i>in situ</i>	Déterminés par des essais de laboratoire	
Ausilio <i>et al.</i> (2004)	Rigide Semelles isolées et dallages	Sable et gravier, sable limoneux, limon sableux	9,5	2 < N < 30	CPT : 0,4 < q _c < 20 MPa	w _L ≈ 80 % I _p ≈ 50 %	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Bretelle <i>et al.</i> (2004) Zaghouani <i>et al.</i> (2004) Guilloux <i>et al.</i> (2003)	Souple Radier souple Réservoirs de Gaz Naturel Liquéfié	Sable limoneux lâche Sable, limon et argile lâches	9 6	8 < N < 24	CPT : 0,1 < q _c < 10 MPa	-	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Brunner <i>et al.</i> (2004)	Souple Réservoirs	Sable légèrement argileux	-	Oui, mais résultats non fournis	-	0 < 75 μm < 9%	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas
Clemente et Davie (2000)	Rigide Dallage	Limon et argile Sable limoneux Sable	3 1,5 8	10 3 15	-	-	Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le haut
Clemente et Davie (2000)	Souple Réservoir	Sable carbonaté Sable limoneux	3,5 5	10 < N < 20 1 < N < 20	-	-	Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le haut
Brignoli <i>et al.</i> (1994)	Rigide Dallage	Sable très fin limoneux lâche à moyennement dense	15 à 18	-	CPT : 0 < q _c < 25 MPa	-	Battage d'un tube à plaque perdue, remplissage du tube et extraction du tube par vibration
Hayden et Welch (1991)	Rigide Semelles isolées posées sur un réseau de colonnes Habitations RC+1 à+4	Sable propre à limoneux, fin à moyen	6,1	5 < N < 20	CPT : 0,5 < q _c < 3 MPa Essais dilatométriques : 6,5 < E _{dil} < 23,5 MPa	15 < γ _d < 17 kN/m ³ 10 < W _{nat} < 20 % 1 < 75 μm < 85%	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas
Hussin et Baez (1991)	Rigide Dallage Bâtiment industriel	Sable fin limoneux très lâche	3,1	2	CPT, résultats non fournis	15 < 75 μm < 20%	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Watts et Charles (1991)	Rigide Semelles filantes Habitations	Sable et gravier Couche de tourbe	4 à 5 0,35	-	CPT, résultats non fournis	-	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Bell <i>et al.</i> (1986)	Rigide Semelles	Sable	3,5	-	CPT : 3 < q _c < 5 MPa	-	-
Mitchell et Huber (1985)	Rigide Dallage Station de traitement des eaux usées (réservoirs et bâtiments)	Sable limoneux et argileux (dépôts estuariens)	9 à 15	3 < N < 23	-	φ _u = 19° c _u = 22 kPa 34 < φ' < 38° w _L = 31 % I _p = 10	Voie sèche et alimentation du ballast non spécifiée
Engelhardt et Golding (1975)	Non spécifié Station de traitement des eaux usées	Sable limoneux, sable argileux, et argile limoneuse (dépôts estuariens)	10,7	2 < N < 25	-	-	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Rathgeb et Kutzner (1975)	Rigide Radier	Sable graveleux, fin à moyen et limon	17	-	CPT, résultats non fournis	-	Voie humide et alimentation du ballast par le haut

Tableau I 3 (1/2) - Quelques caractéristiques géotechniques de sols cohérents traités par colonnes ballastées.

Auteurs	Fondation et ouvrage	Nature du sol	Epaisseur (m)	Paramètres mécaniques et physiques des sols			Méthode de mise en place des colonnes
				N _{SPT} (coups/0,3 m)	Déterminés par d'autres essais <i>in situ</i>	Déterminés par des essais de laboratoire	
Dhouib <i>et al.</i> (2006 a)	Rigide Semelles	Limon mou et couches de tourbe (1 à 4 m)	20 à 23	-	Essais pressiométriques : 0 < p _l < 0,5 MPa 0,3 < E _M < 3,2 CPT : 0,17 < q _c < 0,4 MPa	-	-
Dhouib <i>et al.</i> (2006 b)	Rigide Semelle rectangulaire posée sur deux colonnes et soumise à une charge excentrée	Limon Sable	3,5 5,5	-	Essais pressiométriques : 0,2 < p _l < 1 MPa 2 < E _M < 10	-	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas
Maurya <i>et al.</i> (2005)	Souple Remblai	Argile marine molle à très molle	4 à 10	N < 2	Essais scissométriques : c _u = 6 kPa	-	Pilonnage
Kirsch (2004)	Rigide Semelle	Limon argileux	11,5 à 12,5	N ≈ 0	Essais pressiométriques : 0,32 < E _M < 0,43 CPT : q _c < 0,2 MPa	Essais triaxiaux : c _u = 18 kPa c' = 14 kPa φ' = 18° Limites d'Atterberg : w _L = 73 % I _p = 40 %	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas
Dhouib (2003) et Dhouib <i>et al.</i> (2002)	Semelle	Limon argileux et sableux	6,8	-	Essais pressiométriques : 5 < E _M < 8	-	-
Clemente et Davie (2000)	Rigide Dallage	Sable Argile et limon	2 6	-	-	-	Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le haut
Kundu <i>et al.</i> (1994)	Souple Réservoir	Argile limoneuse molle	11	0 < N < 7,5	-	Limites d'Atterberg : w _L = 70 % w _p = 20 % Essais triaxiaux : c _u = 20 kPa	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Bustamante <i>et al.</i> (1991)	Rigide Dallage Bâtiment commercial	Argile et limon sableux	4,5 à 8,5	8 < N < 25	CPT : 0,5 < q _c < 5 MPa en moyenne Essais pressiométriques : 0,1 < p _l < 0,3 MPa	-	Pilonnage
Goughnour <i>et al.</i> (1991)	Stabilisation de talus	Argile limoneuse molle	7,6	-	-	-	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Goughnour <i>et al.</i> (1991)	Stabilisation de talus	Remblai sablo-argileux Argile	0,6 à 2,4 21 à 24	-	-	-	Forage, méthode de compactage du ballast non spécifiée
Goughnour <i>et al.</i> (1991)	Stabilisation de talus	Argile limoneuse Argile limoneuse molle	3 3 à 6	-	Essais scissométriques : 12 < c _u < 24 kPa	Essais triaxiaux : 12 < c _u < 19 kPa	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas
Greenwood (1991)	Non spécifié	Argile limoneuse et organique molle	11,5	-	Essais scissométriques : 20 < c _u < 50 kPa	-	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Greenwood (1991)	Souple Réservoir	Argile limono-organique (tourbeuse) très molle	8	-	Essais scissométriques : 23 < c _u < 26 kPa	Essais œdométriques : 0,2 < C _v < 0,5 m ² /an	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Greenwood (1991)	Souple Remblai	Argile limoneuse molle à raide et couche de tourbe	7	-	Essais scissométriques : 11 < c _u < 51 kPa	Essais œdométriques : 0,3 < C _v < 4 m ² /an	Voie humide et alimentation du ballast par le haut

Tableau I 3 (2/2) - Quelques caractéristiques géotechniques de sols cohérents traités par colonnes ballastées.

Auteurs	Fondation et ouvrage	Nature du sol	Epaisseur (m)	Paramètres mécaniques et physiques des sols			Méthode de mise en place des colonnes
				N _{SPT} (coups/0,3 m)	Déterminés par d'autres essais <i>in situ</i>	Déterminés par des essais de laboratoire	
Greenwood (1991)	Rigide Radier supportant un réservoir de Gaz Naturel Liquéfié	Argile marine molle	10 à 12	-	Essais scissométriques : 8 < c _u < 38 kPa	Limites d'Atterberg : w _L = 110 % 70 < W _{nat} < 80%	-
Hussin et Baez (1991)	Rigide Semelles isolées et filantes	Limon sableux lâche et limon argileux	4,3	-	CPT : q _c = 4 MPa	-	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Slocombe et Moseley (1991)	Rigide Semelles isolées et dallage Bâtiments industriels	Argile, limon et sable (dépôts glaciaires)	10 à 27	-	-	-	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Datye et Nagaraju (1981)	Rigide Dallage Souple Réservoirs	Argile limoneuse molle	18	-	Essais scissométriques : c _u = 11 à 24 kPa	-	Pilonnage
Vautrain (1980)	Souple Remblai et Terre Armée	Vase, limon vaseux et tourbe (2,5 m)	6 à 10	-	Essais scissométriques : c _u = 20 à 50 kPa	Essais oedométriques : 0,1 < Cc/(1+e ₀) < 0,5	-
Morgenthaler <i>et al.</i> (1978)	Rigide Dallage et semelles isolées Bâtiment commercial	Limon	4	-	CPT : 0,1 < q _c < 1 MPa Essais au pressiomètre Ménard : 1,5 < E _M < 5 MPa 0,3 < p _l < 0,5 MPa	Essais de cisaillement : 0 < φ _u < 10° 50 < c _u < 90 kPa	Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le bas. Injection de ciment pour les colonnes ballastées cimentées en tête
Datye et Nagaraju (1977)	Rigide Dallage Bâtiments industriels Souple Réservoirs	Argile marine et limons	≈ 6	-	Essais scissométriques : c _u = 10 à 75 kPa	-	-
Hughes <i>et al.</i> (1975)	Souple Réservoirs	Argile limoneuse molle	9	-	Pressiomètre Ménard : p _l ≈ 0,2 MPa Pressiomètre de Cambridge : p _l ≈ 0,1 MPa Essais scissométriques : c _u ≈ 22 kPa Pénétrromètre statique : q _c ≈ 0,5 MPa	w _L = 120 % w _P = 27 %	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
McKenna <i>et al.</i> (1975)	Souple Remblai expérimental en grandeur réelle	Argile limoneuse molle à lentilles de tourbe, couche de tourbe (0,2 m)	11	-	Essais scissométriques : c _u ≈ 26 kPa	-	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Rathgeb et Kutzner (1975)	Souple Remblai	Argile très molle à lentilles organiques	6,5	-	Essais scissométriques : c _u = 40 kPa	φ' = 0°, c' = 30 kPa, γ = 10 kN/m ³	Voie sèche et alimentation du ballast par le haut

Tableau I 5 (1/2) - Quelques caractéristiques géotechniques de sols anthropiques traités par colonnes ballastées.

Auteurs	Fondation et ouvrage	Nature du sol	Epaisseur (m)	Paramètres mécaniques et physiques des sols			Méthode de mise en place des colonnes
				N _{SPT} (coups/0,3 m)	Déterminés par d'autres essais <i>in situ</i>	Déterminés par des essais de laboratoire	
Armijo (2004)	Rigide Semelles isolées Usine	Gravier et sable limoneux, dense à lâche (remblais puis sol naturel)	8,75	2 < N < 50	-	-	-
Clemente et Davie (2000)	Rigide Dallage	Remblai	4,1	9	-	-	Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le bas
Renton-Rose <i>et al.</i> (2000)	Rigide Dallage Bâtiment de stockage de charbon	Sable fin et grossier, gravier fin à moyen, 5 à 40% de coquillages (remblais hydrauliques)	8	2 < N < 12	CPT : 5 < q _c < 10 MPa	-	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Watts <i>et al.</i> (2000)	Rigide Semelles filantes Essais de chargement en grandeur réelle	Remblai de cendre, gravier, argile molle	3 à 5	2 < N < 13	Essais scissométriques : 18 < c _u < 78 kPa Sondages de pénétration dynamique : 0 < q _d < 2 coups/0,1 m	c' = 5 kPa φ' = 26° w _L = 37 % w _P = 20 % W _{nat} = 23%	Voie sèche et alimentation du ballast par le haut
Bugy <i>et al.</i> (1994)	Souple Réservoir	Limon argileux et sable fin (remblai hydraulique)	9	1 < N < 30	-	12 < c _u < 25 kPa 50 < w _L < 80 % 31 < I _p < 40 % 0,4 < C _c < 0,5 2 < 75 μm < 50	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Allen <i>et al.</i> (1991)	Rigide Radier Passage inférieur	Remblai sableux	3,7 à 4,3	5 < N < 21 N _{moyen} = 12	-	φ = 30° γ _h = 18 kN/m ³ 22 % < 75 μm	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Callanan (1991)	Souple Remblai et réservoirs enfouis	Sable légèrement silteux et graveleux (remblai hydraulique) Sable légèrement graveleux (remblai hydraulique)	6	11 < N < 14 1 < N < 7	Sondages de pénétration dynamique : 0,5 < q _d < 8 coups/0,1 m	-	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Davie <i>et al.</i> (1991)	Rigide Semelles isolées, filantes, dallage Bâtiments industriels	Stérile de charbon	9,1	2 < N < 50	-	D _{max} = 80 mm 12 % < 75 μm	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Greenwood (1991)	Rigide Essai de chargement en grandeur réelle d'une semelle sur deux colonnes	Particules siliceuses, de la taille des limons, utilisées pour le polissage du verre	> 10	-	-	Analyse granulométrique (résultats partiels)	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Hussin et Baez (1991)	Rigide Semelles isolées Bâtiment	Sable micacé fin à moyen limoneux (remblai)	6,1	12	-	-	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas
Hussin et Baez (1991)	Rigide Semelles isolées et dallage Bâtiment commercial RC+0	Remblai, débris divers de démolition	1,5 à 9,1	2 < N < 42	-	-	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas
Hussin et Baez (1991)	Rigide Semelles isolées et dallage Bâtiment industriel	Sable fin limoneux lâche (remblai hydraulique)	10,7 à 12,2	2 < N < 5	-	-	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas

Tableau I 5 (2/2) - Quelques caractéristiques géotechniques de sols anthropiques traités par colonnes ballastées.

Auteurs	Fondation et ouvrage	Nature du sol	Epaisseur (m)	Paramètres mécaniques et physiques des sols			Méthode de mise en place des colonnes
				N _{SPT} (coups/0,3 m)	Déterminés par d'autres essais <i>in situ</i>	Déterminés par des essais de laboratoire	
Watts et Charles (1991)	Rigides Semelles isolées et dallages Habitation RC+2.	Argile molle et limon (remblai argileux) et matière organique	3,6 à 4,1	-	Sondages à la pelle mécanique	Oui mais aucun paramètre n'est précisé	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Drescher et Fritz (1989)	Souple Remblai	Sable et gravier limoneux (remblais hydrauliques) et boue de betteraves	9	-	Sondages de pénétration dynamique : 1 < q _d < 5 coups/0,1 m	c _u = 15 kPa	Voie humide et alimentation du ballast par le bas

Tableau I 6 - Quelques caractéristiques géotechniques de la couche d'ancrage pour colonnes ballastées.

Auteurs	Nature de la couche d'ancrage	Paramètres mécaniques et physiques de la couche d'ancrage			Longueur d'ancrage (m)	Rapport diamètre colonne / longueur d'ancrage
		N _{SPT} (coups/0,3 m)	Déterminés par d'autres essais <i>in situ</i>	Déterminés par des essais de laboratoire		
Maurya <i>et al.</i> (2005)	Argile marine raide à très raide	N > 17	5 < c _u < 12 kPa	-	-	-
Zaghouni <i>et al.</i> (2004) Guilloux <i>et al.</i> (2003)	Sable limoneux dense	N > 44	q _c > 15 MPa	-	-	-
Clemente et Davie (2000)	Sable et coraux Sable Alluvions Sable limoneux	- N = 15 N = 20 N = 34	-	-	-	-
Renton-Rose <i>et al.</i> (2000)	Calcarénite	-	-	-	Colonnes posées	-
Watts <i>et al.</i> (2000)	Argile raide	8 < N < 15	q _d > 3 coups / 0,1 m	φ' = 26° c' = 5 kPa	< 0,3	0,6/0,3 = 2
Kundu <i>et al.</i> (1994)	Argile limoneuse raide à très raide	-	-	-	Colonnes posées	-
Allen <i>et al.</i> (1991)	Moraine	7 < N < 78 N _{moyen} = 40	-	φ' = 39°	0,9 à 1,5	0,9/0,9 = 1 0,9/1,5 = 0,6
Bustamante <i>et al.</i> (1991)	Argile sableuse et plastique à marne	N > 40	q _c > 2 MPa pl > 0,5 MPa	-	Colonnes posées	-
Callanan (1991)	Gravier sableux	N > 20	-	-	1,6	0,74/1,6 = 0,5
Davie <i>et al.</i> (1991)	Sable limoneux	12 < N < 88	-	-	-	-
Goughnour <i>et al.</i> (1991)	Gravier limoneux	-	-	-	0,6	0,88/0,6 = 1,5 1,04/0,6 = 1,7
Greenwood (1991)	Argile raide avec lentilles de sable et gravier	-	c _u = 121 kPa	-	2	0,775/2 = 0,4
Hayden et Welch (1991)	Argile raide	9 < N < 15	-	-	> 0,3	0,9/0,3 = 3
Hussin et Baez (1991)	Sable limoneux	N = 12	-	-	0,6	0,76/0,6 = 1,3
Hussin et Baez (1991)	Sable limoneux	4 < N < 25	-	-	0,6	1,1/0,6 = 1,8
Mitchell et Huber (1985)	Argile sableuse, sables argileux (dépôts marins anciens)	-	-	φ _u = 19° c _u = 22 kPa, 27 < w _L < 31 I _p = 10 34 < φ' < 37°	> 0,3	0,8/0,3 = 2,7 1,2/0,3 = 4
Barksdale et Bachus (1983)	Pulvérulent ou cohérent	-	-	-	≈ 1	-
Morgenthaler <i>et al.</i> (1978)	Grave propre	-	2,5 < pl < 5 MPa 30 < E _M < 90 MPa	-	0,5	1/0,5 = 2
Engelhardt et Golding (1975)	Sable marin moyennement dense à dense	N > 40	-	-	Colonnes posées	-
Hughes <i>et al.</i> (1975)	Sable limoneux moyennement dense	10 < N < 30	-	-	1	0,7/1 = 0,7
McKenna <i>et al.</i> (1975)	Limon et sable	9 < N < 25	-	-	Colonnes posées	-
Rathgeb et Kutzner (1975)	Gravier	-	-	-	Colonnes posées	-

Tableau I 8 (1/7) - Essais in situ pour déterminer l'amélioration induite par la mise en place des colonnes.


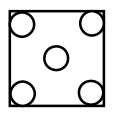
Auteurs	Conditions de sol	Fondations	Diamètre (D_c) et longueur (L_c) des colonnes (m)	Maillage	Espacement	$A_r = A_c/A$	SPT, CPT, pénétration dynamique, scissométriques, dilatométriques	Essais de chargements	Paramètres mesurés lors de l'essai de chargement
Dhouib et al. (2006 b)	Limon et sable	Semelle	$D_c = 0,8$ $L_c = 8,8$		-	0,5	-	Un essai de chargement en grandeur réelle d'une semelle rectangulaire posée sur deux colonnes et soumise à une charge excentrée	Tassement en fonction de la charge
Maurya et al. (2005)	Argile marine molle à très molle	Remblai	$D_c = 0,9$ $4,9 < L_c < 12$	Triangulaire	4	0,05	-	Six essais de chargements de semelles de 4 m et de 7,24 m de diamètre respectivement sur une et sur trois colonnes au sein d'un maillage	Tassement en fonction de la charge
Arnijo (2004)	Graviers et sables limoneux	Rigide Semelles isolées	$0,6 < D_c < 0,8$ $8 < L_c < 9$	Triangulaire	1,68	0,11 à 0,2	-	-	-
Brielle et al. (2004) Zaghoutani et al. (2004) Guiloux et al. (2003)	Sables limoneux lâches Sable, limon et argile lâches	Souple (réservoirs)	$D_c = 0,8$ $L_c = 17$	Carré	2,4	0,09	CPT au milieu de la maille, à mi distance entre les colonnes et à 0,4 m de la génératrice : Dans les horizons sableux : $1,7 < q_c \text{ après} / q_c \text{ avant} < 1,9$. Dans les passages limono-argileux : $q_c \text{ après} / q_c \text{ avant} \approx 1$	Hydrotest pendant deux mois	Tassement en fonction de la charge
Brunner et al. (2004)	Sables légèrement argileux	Souple Réservoir	$D_c = -$ $L_c = -$	Triangulaire	2,5	-	-	-	-
Kirsch (2004)	Limon argileux	Semelle	$D_c = 0,8$ $L_c = 9$		3 m de coté (2,2 m d'entre axe)	0,28	Essais pressiométriques sous l'emprise de la semelle à proximité des colonnes : $1,25 < E_M \text{ après} / E_M \text{ avant} < 1,5$	Un essai de chargement en grandeur réelle d'une semelle carrée sur cinq colonnes	Tassement et répartition de la contrainte entre le sol et les colonnes en fonction de la charge Pression horizontale
Dhouib (2003) et Dhouib et al. (2002)	Limon argileux et sableux	Semelle	$0,65 < D_c < 0,8$ $L_c = 6,8$	-	-	-	-	Un essai de chargement d'une semelle sur six colonnes, avec application d'un moment	Tassement en fonction de la charge
Frossard et Glandy (2003)	-	Semelles	$D_c = -$ $L_c = 7,5$	-	-	-	-	Un essai de chargement à la plaque de 1 m ²	Tassement en fonction de la charge
Clemente et Davie (2000)	Sable Argile et limon	Dallage	$D_c = 1$ $L_c = 8$	Carré	1,25 1,4 1,6	0,5 0,4 0,3	-	Vingt-cinq essais de chargements de semelles carrées de 2,5, 2,8, ou 3,2 m de côté, centrées sur quatre colonnes Un essai de chargement d'une semelle carrée de 2,5 m de côté sur le sol naturel	Tassement en fonction de la charge
Clemente et Davie (2000)	Limons et argiles Sables limoneux Sable	Dallage	$D_c = 0,9$ $L_c = 8$	Carré	2	0,19	-	Un essai de chargement d'une semelle carrée de 4 m de côté centrée sur quatre colonnes Un essai de chargement d'une semelle carrée de 4 m de côté sur le sol naturel	Tassement en fonction de la charge

Tableau I 8 (2/7) - Essais in situ pour déterminer l'amélioration induite par la mise en place des colonnes.

Auteurs	Conditions de sol	Fondations	Diamètre (D_c) et longueur (L_c) des colonnes (m)	Maillage	Espacement	$A_r = A_c/A$	SPT, CPT, pénétration dynamique, scissométriques, dilatométriques	Essais de chargements	Paramètres mesurés lors de l'essai de chargement
Clemente et Davie (2000)	Remblai	Dallage	$0,85 < D_c < 0,9$ $L_c = 4,1$	Triangulaire	1,5 et 2,1	0,15 à 0,33	-	Un essai de chargement d'une semelle carrée de 3,6 m de côté sur trois et huit colonnes. Un essai de chargement d'une semelle carrée de 3,6 m de côté sur le sol naturel.	Tassement en fonction de la charge
Clemente et Davie (2000)	Sable carbonaté Sables limoneux	Souple Réservoir	$D_c = 0,9$ $L_c = 7$	Triangulaire	2,5	0,12	-	Un essai de chargement d'une semelle carrée de 6,25 m de côté centrée sur trois colonnes	Tassement en fonction de la charge
Renton-Rose et al. (2000)	Sable fin et grossier, gravier fin à moyen, 5 à 40% de coquillages (remblais hydrauliques)	Dallage	$D_c = 0,94$ $7,5 < L_c < 8$	Triangulaire	1,5, 1,9 et 2,1	0,18 à 0,36	CPT avant (tous les 50m ²) et après la mise en place des colonnes (au centre de trois colonnes) : $2,1 < q_{c \text{ après}} / q_{c \text{ avant}} < 2,5$	Vingt essais de chargements à la plaque de 0,6 m de diamètre centrée sur une colonne au sein du maillage Cinq essais de chargements de zones triangulaires aux sommets tronqués, d'environ 11 m ² , sur trois colonnes	Tassement en fonction de la charge
Watts et al. (2000)	Remblais de cendres, graviers, argile molle	Semelles filantes Essais de chargements en grandeur réelle	$D_c = 0,7$ $3,2 < L_c < 4,5$	Semelle filante	1,8	0,29	Sondages de pénétration dynamique avant et après la mise en place des colonnes, proche d'une colonne, à 0,6 et 1 m de l'axe d'une colonne Remblai pulvérulent et méthode dry : $5 < q_{d \text{ après}} / q_{d \text{ avant}} < 10$ Remblai cohérent et/ou méthode humide : $q_{d \text{ après}} / q_{d \text{ avant}} < 2$	Deux essais de chargements de semelles filantes (0,75 x 9 m) en grandeur réelle sur cinq colonnes et sur le sol naturel (suivi pendant six mois)	Tassement et répartition de la contrainte entre le sol et les colonnes en fonction de la charge Pression horizontale lors de la réalisation des colonnes
Brignoli et al. (1994)	Sables très fins limoneux lâches à moyennement dense	Dallage	$D_c = 0,61$ $L_c = 18$	Triangulaire	1,8	0,1	-	Un essai de chargement d'une zone de 42m ² (6 x 7 m) sur vingt deux colonnes entourées par une rangée de colonnes du maillage Un essai de chargement d'une zone de 42 m ² sur le sol naturel	Tassement en fonction de la charge Présence de piézomètres mais résultats non fournis
Buggy et al. (1994)	Limon argileux et sable fin (remblai hydraulique)	Réservoir	$D_c = 1,07$ (moyenne) $L_c = 13,7$	Triangulaire	2,44	0,17	-	Hydrotest et suivi de l'ouvrage pendant un an et demi après sa mise en service	Tassements et déplacements horizontaux
Kundu et al. (1994)	Argile limoneuse molle	Souple (réservoir)	$D_c = 0,9$ $L_c = 11$	Triangulaire	1,8	0,23	-	Un essai de chargement d'une semelle de 1,8 m de diamètre posée sur une colonne localisée au centre de six autres colonnes Hydrotest	Tassement en fonction de la charge Tassements et déplacements horizontaux

Tableau I 8 (3/7) - Essais in situ pour déterminer l'amélioration induite par la mise en place des colonnes.





Auteurs	Conditions de sol	Fondations	Diamètre (D_c) et longueur (L_c) des colonnes (m)	Maillage	Espacement	$A_v = A_v/A$	SPT, CPT, pénétration dynamique, scissométriques, dilatométriques	Essais de chargements	Paramètres mesurés lors de l'essai de chargement
Allen et al. (1991)	Remblais	Semelles rigides	$0,9 < D_c < 1,1$ $4,3 < L_c < 6,7$	Carré	1,8	0,23 à 0,34	$N_{\text{après}}/N_{\text{avant}} = 2,5$ (malgré un pourcentage de fines de 22%) SPT (localisation non précisée)	Deux essais de chargements à la plaque de 1,8 de côté, centrée sur une colonne au sein d'un maillage. Suivi de l'ouvrage pendant 294 jours	Tassement en fonction de la charge Tassements totaux pressions totales verticales
Bustamante et al. (1991)	Argiles et limons sableux	Dallage	$0,79 < D_c < 0,85$ $4,5 < L_c < 8,5$	Carré	1,6 à 4	0,03 à 0,22	-	Un essai de chargement d'une semelle de 1 m de diamètre sur une colonne au sein d'un maillage, d'une colonne isolée, et sur le sol naturel.	Tassement et répartition de la contrainte entre le sol et la colonne
Callanan (1991)	Remblai hydraulique (Sable) légèrement limoneux et graveleux)	Souple (réservoirs)	$D_c = 0,74$ $L_c = 8,4$	Triangulaire	1,6 x 1,8 1,8 2 2,3	0,09 à 0,15	SPT, localisation non spécifiée : $7,5 < N_{\text{après}} / N_{\text{avant}} < 15$ Sondages de pénétration dynamique au centre d'une maille, à 0,9 m entre deux colonnes et à 0,5 m de l'axe d'une colonne : $7,5 < q_d \text{ après} / q_d \text{ avant} < 15$	Trois essais de chargement à la plaque sur une colonne au sein d'un maillage et suivi des tassements pendant 230 jours après construction du remblai	Tassement en fonction de la charge
Davie et al. (1991)	Stériles de charbon	Dallages, semelles isolées et filantes	$D_c = 1,1$ $5,5 < L_c < 9,1$	Carré    	2,1 1,9 x 2,2 (2,2 d'entre axe) 2,45 de côté (1,8 m d'entre axe) 1,6 de côté 1,1 de côté	0,21 0,23 0,16 0,37 0,79	SPT au centre de quatre colonnes : $3,2 < N_{\text{après}} / N_{\text{avant}} < 5,8$	Un essai de chargement à la plaque de 1,5 m de diamètre au centre de quatre colonnes et suivi des tassements après construction d'une semelle carrée de 2,7 m de côté	Tassement en fonction de la charge
Goughour et al. (1991)	Argiles et argiles limoneuses molles	Stabilisations de talus	$D_c = 1,07$ $L_c = 13,7$	Triangulaire Triangulaire Triangulaire	1,5 2,1 x 1,8 1,8	0,35 0,33 0,22 à 0,3	Essais scissométriques : $1,1 < C_u \text{ après} / C_u \text{ avant} < 1,6$ dans les 5 premiers mètres. Pas d'indication sur la localisation des essais Mesure de gonflement de la plate forme de travail Présence de piézomètres, absence de résultats	-	-
Greenwood (1991)	Argille limono-organique molle et couches de sable	Plaque de 0,66 m de diamètre (étude colonne isolée)	$0,81 < D_c < 0,89$ $L_c = 11,5$	-	-	-	Essais scissométriques : $C_u \text{ après} / C_u \text{ avant} = 1,5$	Un essai de chargement à la plaque (diamètre 0,66 m) d'une colonne instrumentée de deux capteurs de pression totale verticale	Tassement, pression totale verticale à 1,88 et 3,66 m de profondeur dans la colonne

Tableau I 8 (4/7) - Essais in situ pour déterminer l'amélioration induite par la mise en place des colonnes.





Auteurs	Conditions de sol	Fondations	Diamètre (D_c) et longueur (L_c) des colonnes (m)	Maillage	Espacement	$A_r = A_c/A$	SPT, CPT, pénétration dynamique, scissométriques, dilatométriques	Essais de chargements	Paramètres mesurés lors de l'essai de chargement
Greenwood (1991)	Particules siliceuses, de la taille des limons, utilisées pour le polissage du verre	Semelle 1,22 x 2,75 m	$D_c = -$ $L_c = 10$	Semelle de 1,22 x 2,75 (entre axe colonnes = 1,2) 	-	-	-	Semelle (2,75 x 1,22 m) sur un groupe de deux colonnes	Facteur de concentration des contraintes
Greenwood (1991)	Argile limoneuse molle à raide et couche de tourbe de 1 m d'épaisseur	Remblai	$D_c = 0,78$ $L_c = 9$	Triangulaire Triangulaire	2,25 2,5	0,11 0,09	-	Construction du remblai	Tassements, déplacements horizontaux, pressions interstitielles et répartition des contraintes entre le sol et les colonnes
Greenwood (1991)	Argile limono-organique (tourbeuse) très molle	Souple Réservoir	$D_c = 0,75$ $L_c = 10$	Triangulaire	1,52	0,17	-	Construction directe de l'ouvrage	
Greenwood (1991)	Argile marine molle	Dallage supportant un réservoir	$D_c = 0,9$ $10 < L_c < 12$	  	1 x 1 2 x 2 2 x 1,5 (1,2 m entre axe)	0,64 0,16 0,21	-	Essai de chargement d'une semelle carrée de 1 m de côté sur une colonne isolée Essai de chargement d'une semelle carrée de 2 m de côté sur une colonne isolée Essai de chargement d'une semelle rectangulaire de 2 x 1,5 m sur deux colonnes	Tassement en fonction de la charge
Greenwood (1991)	Argile marine molle	Dallage supportant un réservoir	$D_c = 0,9$ $10 < L_c < 12$	Carré	1,2	0,44	-	Hydrotest (120 jours) et suivi de l'ouvrage pendant 170 jours après sa mise en service	Tassement et répartition des contraintes entre le sol et les colonnes
Hayden et Welch (1991)	Sables propres à limoneux, fins à moyens	Semelles isolées et filantes	$D_c = 0,9$ $L_c = 6,4$	Semelles carrées de 2,4 m de côté et filantes de 1,5 m de large posées sur un maillage carré	2,4	0,11	CPT de 0,6 à 1,5 m du bord d'une colonne Dans les couches sableuses : $1,5 < q_r \text{ après} / q_r \text{ avant} < 3$ Dans les couches limoneuses : $q_r \text{ après} / q_r \text{ avant} < 1,5$ Essais dilatométriques de 0,15 à 1,5 m du bord d'une colonne Dans les couches sableuses : $2 < E_{dII} \text{ après} / E_{dII} \text{ avant} < 3$ Dans les couches limoneuses : $E_{dII} \text{ après} / E_{dII} \text{ avant} \approx 1$	Plaque de 0,9 m de diamètre, centrée sur une colonne, localisée soit au centre, soit au coin, soit à l'extérieur d'un groupe de quatre colonnes	Tassement en fonction de la charge
Hussin et Baez (1991)	Sables fins limoneux très lâches	Dallage	$D_c = 0,76$ $L_c = 4,9$	Carré Triangulaire	1,8 1,8	0,2 0,14	-	Essais de chargements à la plaque de 0,3, 0,5 et 0,76 m de diamètre sur une colonne puis sur le sol naturel	Tassement en fonction de la charge

Tableau I 8 (5/7) - Essais in situ pour déterminer l'amélioration induite par la mise en place des colonnes.

Auteurs	Conditions de sol	Fondations	Diamètre (D_c) et longueur (L_c) des colonnes (m)	Maillage	Espacement	$A_r = A_c/A$	SPT, CPT, pénétration dynamique, scissométriques, dilatométriques	Essais de chargements	Paramètres mesurés lors de l'essai de chargement
Hussin et Baez (1991)	Sable micacé fin à moyen limoneux (remblai)	Fondation rigide, semelles isolées, bâtiment	$D_c = 0,76$ $1,8 < L_c < 6$	-	-	-	-	Un essai de chargement à la plaque de 1,5 m de diamètre centrée sur une colonne	Tassement en fonction de la charge
Hussin et Baez (1991)	Remblai, débris divers de démolition	Semelles isolées et dallage	$0,9 < D_c < 1,1$ $1,5 < L_c < 9,1$	Une à quatre colonnes sous des semelles carrées de 0,9 à 1,8 m Semelles filantes Carré	2,4 3	0,07 à 0,11	-	Un essai de chargement à la plaque carrée de 1,8 m de côté centrée sur quatre colonnes	Tassement en fonction de la charge
Hussin et Baez (1991)	Sables fins limoneux lâches (remblai hydraulique)	Semelles isolées	$D_c = 1,1$ $L_c = 5,5$	Semelles isolées et filantes Carré	2,6	0,14	-	Un essai de chargement à la plaque carrée de 1,5 m de côté centrée sur deux colonnes	Tassement en fonction de la charge
Hussin et Baez (1991)	Limon sableux lâche et limon argileux	Semelles isolées et filantes	$D_c = 1,1$ $L_c = 4,9$	Une à quatre colonnes sous des semelles carrées de 0,9 à 1,8 m Semelles filantes	-	-	-	Un essai de chargement à la plaque carrée de 1,8 m de côté centrée sur quatre colonnes	Tassement en fonction de la charge
Slocombe et Moseley (1991)	Argile, limons et sables (dépôts glaciaires)	Dallage et semelles isolées	$D_c = -$ $10 < L_c < 15$ (localement 27)	Rigide Semelles isolées et dallage Bâtiments industriels	-	-	-	Vingt-et-un essais de chargements à la plaque de 0,9 m de diamètre sur une colonne isolée Neuf essais de chargements de zones carrées de 2,7 et 3 m de côté sur deux et quatre colonnes (maintien de la charge pendant 24h)	Tassement en fonction de la charge
Slocombe et Moseley (1991)	Argile limoneuse molle (présence de tourbe)	Dallage et semelles isolées	$D_c = -$ $L_c = -$	Rigide Semelles isolées et dallage Bâtiments industriels	-	-	-	Dix essais de chargements à la plaque de 0,6 m de diamètre sur une colonne isolée Quatre essais de chargements de semelles carrées de 3 et 2,5 m de côté sur une et quatre colonnes (maintien de la charge pendant 24h)	Tassement en fonction de la charge
Slocombe et Moseley (1991)	Argile organique molle et sable fin argileux lâche	Dallage et semelles isolées	$D_c = -$ $L_c = -$	Rigide Semelles isolées et dallage Bâtiments industriels	-	-	-	Un essai de chargement à la plaque Un essai de chargement d'une zone de six colonnes (maintien de la charge pendant 6 jours)	Tassement en fonction de la charge

Tableau I 8 (6/7) - Essais in situ pour déterminer l'amélioration induite par la mise en place des colonnes.

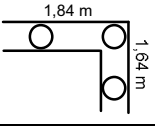
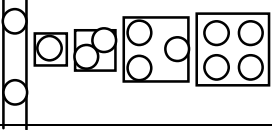
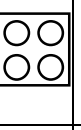
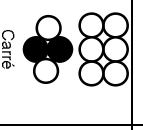
Auteurs	Conditions de sol	Fondations	Diamètre (D_c) et longueur (L_c) des colonnes (m)	Maillage	Espacement	$A_c = A_{cA}$	SPT, CPT, pénétration dynamique, scissométriques, dilatométriques	Essais de chargements	Paramètres mesurés lors de l'essai de chargement
Watts et Charles (1991)	Sables et graviers Couche de tourbe	Semelles filantes et dalage	-		-	-	-	Un essai de chargement d'une semelle de 0,75 x 2,25 m sur le sol naturel Suivi des tassements des habitations pendant 2 ans	Tassement en fonction de la charge
Watts et Charles (1991)	Argile molle et limon (remblai argileux) et matière organique	Semelles filantes et isolées, dalage	$D_c = -$ $3,6 < L_c < 4,1$		1 x 1 (semelle de 2 x 2)	-	-	Deux essais de chargements d'une semelle carrée de 2 m de côté sur quatre colonnes Un essai de chargement d'une semelle carrée de 2 m de côté sur le sol naturel Suivi des tassements de quatre semelles pendant 400 jours après le début de la construction des bâtiments	Tassement en fonction de la charge
Drescher et Fritz (1989)	Sables et graviers limoneux (remblais hydrauliques) et boues de betevraves à sucre	Souple (remblai)	$D_c = -$ $L_c = 10$	Triangulaire	1,5 2,5	-	Pénétromètre dynamique : entre points de compaction nombre de coups supérieur à 10 par 0,1 m	Construction directe des ouvrages	-
Bell et al. (1986)	Sable	Semelles	$0,65 < D_c < 0,75$ $L_c = 3,5$		Semelle carrée de 2,3 m de côté	-	CPT : $1,3 < q_{\text{après}} / q_{\text{avant}} < 1,8$	Un essai de chargement d'une semelle de 2,3 m de côté sur quatre colonnes	Tassement en fonction de la charge
Mitchell et Huber (1985)	Sables limoneux et argileux	Dallage	$0,8 < D_c < 1,2$ $9 < L_c < 15$	Carré	2,1	$0,11 \text{ à } 0,44$	-	Vingt huit essais de chargements de zones de 1,4 à 4,3 m ² de surface sur colonnes Essais de chargements à la plaque	Tassement en fonction de la charge
Datve et Nagaraju (1981)	Argile limoneuse molle	Dallages et souple (réservoirs)	$0,4 < D_c < 0,6$ $6 < L_c < 12$	-	-	-	Essais scissométriques : -	Cinq essais de chargements (taille non spécifiée) sur une colonne isolée	Tassement en fonction de la charge
Vautrain (1980)	Vase, limon vaseux et tourbe	Souple (remblai et Terre Armée)	$0,87 < D_c < 1,13$ $6 < L_c < 10$	Carré	1,7	$0,21 \text{ à } 0,35$	Essais scissométriques : Avant et après (localisation non spécifiée) la mise en place des colonnes $1,47 < q_{\text{après}} / q_{\text{avant}} < 5,17$	Construction directe des ouvrages	-
Morgenhafer et al. (1978)	Limons	Dallages et semelles isolées	$D_c = 1$ $L_c = 4,5 \text{ à } 6$		3	$0,06 \text{ à } 0,09$	REMARQUE : Colonnes non cimentées (blanc) et colonnes cimentées dans les 3,5 premiers mètres (noir)	Un essai de chargement d'une semelle carrée de 1,2 m de côté sur une colonne ballastée sèche Un essai de chargement d'une semelle carrée de 1,2 m de côté sur une colonne ballastée cimentée sur les quatre premiers mètres	Suivi des tassements et de la répartition des contraintes entre le sol et la colonne
D.T.U. 13.2 (1978)	Non spécifiée	-	-	-	-	-	Sondages pressiométriques Ménard : $p \geq 1,5$ MPa Sondages de pénétration dynamique : $q_p \geq 15$ MPa Sondages de pénétration statique : $q_s \geq 10$ MPa SPT : $N \geq 30$	Un essai de chargement d'une semelle (dont la surface est inférieure à 2,5 fois la section théorique de la colonne) sur une colonne, jusqu'à 1,5 fois la charge de service	Tassement en fonction de la charge

Tableau I 8 (7/7) - Essais in situ pour déterminer l'amélioration induite par la mise en place des colonnes.

Auteurs	Conditions de sol	Fondations	Diamètre (D_c) et longueur (L_c) des colonnes (m)	Maillage	Espacement	$A_v = A_v/A$	SPT, CPT, pénétration dynamique, scissométriques, dilatométriques	Essais de chargements	Paramètres mesurés lors de l'essai de chargement
Datye et Nagaraju (1977)	Argile marine et limons	Dallages et souple (réservoirs)	$D_c = 0,75$ $9 < L_c < 10,7$	Triangulaire Rectangulaire Triangulaire	3 x 2 3 x 2 1,6 x 1,5	-	-	Construction directe des ouvrages	Suivi des tassements des ouvrages pendant deux ans après leur mise en service
Engelhardt et Golding (1975)	Sable limoneux, sable argileux, et argile limoneuse (dépôts estuariens)	Essais de chargements verticaux et de cisaillement	$D_c = 1,1$ $L_c = 10,7$	Triangulaire	1,22 x 1,98	-	SPT à 1 m de l'axe des colonnes dans le sens de l'espacement de 1,98 m $2 < N_{\text{après}} / N_{\text{avant}} \leq 5$ selon la nature des couches	Deux essais de chargements d'une semelle circulaire de 1,79 m de diamètre (2,5 m ²), centrée sur une colonne Deux essais de cisaillement d'une plaque circulaire de 1,07 m de diamètre (colonne seule) Deux essais de cisaillement d'une plaque circulaire de 1,79 m de diamètre (colonne + sol environnant)	Tassement en fonction de la charge, déplacement horizontal en fonction de la charge horizontale appliquée
Hughes et al. (1975)	Argile limoneuse molle	Essai de chargement à la plaque	$0,7 < D_c < 0,76$ $L_c = 10$	-	-	-	-	Un essai de chargement à la plaque de 0,66 m de diamètre sur une colonne isolée de 0,73 m diamètre	Tassement en fonction de la charge et mesure du diamètre en surface
McKenna et al. (1975)	Argile limoneuse molle à lentilles de tourbe, couche de tourbe (0,2 m)	Souple (remblai expérimental en grandeur réelle)	$D_c = 0,9$ $L_c = 11,3$	Triangulaire	2,4	0,13	-	Construction du remblai expérimental	Suivi des tassements et des pressions interstitielles pendant trois ans après le début de la construction du remblai
Rathgeb et Kutzner (1975)	Sable légèrement graveleux, fin à moyen et lentilles de limons	Dallage	$0,62 < D_c < 0,94$ $L_c = 14$	Triangulaire	1,82	0,11 à 0,24	-	Construction directe des ouvrages	-
Rathgeb et Kutzner (1975)	Argile très molle avec lentilles organiques	Remblai	$D_c = -$ $L_c = 6,5$	Triangulaire	1,85 x 1,7	-	-	Construction directe des ouvrages	-
Rathgeb et Kutzner (1975)	Terreau	Remblai	$D_c = -$ $2,5 < L_c < 3$	-	-	-	CPT avant et après mise en place des colonnes (pas de localisation) Peu d'amélioration dans les sols ayant un pourcentage de fines élevé (pas de valeur de ce pourcentage)	Construction directe des ouvrages	-

Tableau I 9 - Variabilité du facteur de concentration des contraintes.

Auteurs	Condition de chargement	Condition de sol	n initial (σ_c/σ_s)	n final et contrainte appliquée
Black <i>et al.</i> (2006)	Semelle rigide Modélisation physique	Kaolin	-	1,86 (600 kPa)
Dhouib <i>et al.</i> (2004 a)	Semelle rigide Modélisation numérique	Sable	-	2,7 à 3,7 (125 kPa) 2,5 à 3,2 (200 kPa)
McKelvey <i>et al.</i> (2004)	Semelle rigide Modélisation physique	Kaolin	1,75 à 4,5	3 (280 kPa)
Dhouib <i>et al.</i> (2002)	Semelle rigide Essai <i>in situ</i>	Limon argileux puis limon sableux	Fonction de l'excentrement de la charge et de la position de la colonne	
Watts <i>et al.</i> (2000)	Semelle filante sur cinq colonnes Essai <i>in situ</i>	Sol pulvérulent et cohérent (zone remblayée)	0,5	2,5 (123 kPa)
Kundu <i>et al.</i> (1994)	Fondation souple Modélisation numérique	Argile limoneuse molle	-	7,8 à 10 (135 kPa)
Stewart et Fahey (1994)	Fondation souple Modélisation physique	Argile molle	1	3,5 (435 kPa)
Greenwood (1991)	Semelle rigide sur deux colonnes Ouvrage <i>in situ</i>	Particules siliceuses, de la taille des limons, utilisées pour le polissage du verre	3,8	2 (200 kPa)
Greenwood (1991)	Fondation souple Réservoir	Argile très molle limono-organique (tourbeuse)	25	5 (120 kPa)
Greenwood (1991)	Fondation souple Ouvrage <i>in situ</i>	Argile limoneuse molle à raide et couche de tourbe	0,3	5,5 (160 kPa)
Alamgir <i>et al.</i> (1996)	Fondation souple Modélisation numérique	Sol mou	1	4,9 à 5,37 (-)
Mitchell et Huber (1985)	Dallage Modélisation numérique	Sable limoneux et argileux	-	2 à 3 (144 kPa)
Bachus et Barksdale (1984)	Dallage Modélisation physique	Kaolin	1	2,8 à 4,2 (769 kPa)
Bachus et Barksdale (1984)	Semelle rigide Modélisation physique	Kaolin	1,5 à 5 (« aux faibles charges »)	2,5 à 4 (« à la rupture »)
Vautrain (1980)	Fondation souple Ouvrage <i>in situ</i>	Alluvions compressibles (vase, limon vaseux et tourbe)	1	2 à 4 (210 kPa)
Morgenthaler <i>et al.</i> (1978)	Semelle rigide Ouvrage <i>in situ</i>	Limon	1 1	1,5 à 4 (550 kPa) ^a 6 ^b
Morgenthaler <i>et al.</i> (1978)	Semelle rigide Ouvrage <i>in situ</i>	Limon	1 1	≈ 1 (550 kPa) ^c 7,5 ^d

^aColonne standard (*in situ*), ^bColonne standard (modélisation), ^cColonne cimentée (*in situ*), ^dColonne cimentée (modélisation)

Tableau I 11 (1/2) - Essais de chargement en modèle réduit d'une colonne ballastée isolée.

Référence	Fondation	Zone d'essai	Essais réalisés	Sol	Colonne	Procédure de construction de la colonne	Facteur d'augmentation de la capacité portante ($Q_{col} / Q_{sol\ seul}$) ou de réduction des tassements (β)	Profondeur d'expansion latérale
Black et al. (2006)	Rigide Semelle	Cellule circulaire D = 300 mm H = 400 mm	Chargement d'une semelle rigide posée sur : • sol seul, essai T1 ; • une colonne de 125 mm de longueur, essai T2 ; • une colonne de 300 mm de longueur, essai T3.	Kaolin $w_L = 70\%$	Colonne flottante constituée de basalte de granulométrie 1 à 1,5 mm. T2 : $D_c = 25$ mm et $L_c = 125$ mm $L_c/D_c = 5$ T3 : $D_c = 25$ mm et $L_c = 300$ mm $L_c/D_c = 12$ $A_f = 0,17$	Forage et extraction du kaolin, remplissage par le basalte et compactage.	Pour un tassement égal à 10 % du diamètre des colonnes : T2/T1 et T3/T1 : $Q_{col} / Q_{sol\ seul} = 1,2$ et $1,6$ Pour une charge de 1 kN : T1/T2 et T1/T3 : $\beta = 1,44$ et $2,95$	Mesurés mais considérés comme non significatifs
Malanvizi et Ilamparuthi (2004)	Rigide Plaque	Cellule circulaire D = 300 mm H = 280 mm	Chargement d'une plaque rigide posée sur : • sol seul, essai T1 ; • sol avec colonne, essais T2 ; • sol avec colonne entourée de géotextile, essais T3.	Argile marine $d_{max} = 4,75$ mm $w_L = 55\%$ $Ip = 37\%$ $C_u = 6$ kPa	Colonne constituée de granite concassé de granulométrie 5 à 10 mm, entourée ou non d'un géotextile, flottante ou posée sur la base de la cellule. $D_c = 30$ mm $L_c = 280, 225$ ou 150 mm $L_c/D_c = 9,3, 7,5$ et 5 $A_f = 0,17$	Mise en place d'un tube creux au centre de la cellule, remblayage de la cellule par l'argile. Remplissage du tube par le sable, compactage du sable et extraction du tube.	Pour un tassement égal à 10 % du diamètre des colonnes : T2/T1 : $1,4^* < Q_{col} / Q_{sol\ seul} < 1,7^{**}$ (colonnes courtes* ou longues**) T3/T1 : $1,5^* < Q_{col} / Q_{sol\ seul} < 2,6^{**}$	-
Sharma et al. (2004)	Rigide Plaque	Cellule circulaire D = 300 mm H = 400 mm	Chargement de semelles circulaires (diamètre = 60 et 120 mm) : • sur sol seul ; • sur une colonne entourée ou non de géotextile.	Limons argileux $w_L = 50\%$ $Ip = 28\%$	Colonne constituée de roche concassée, de granulométrie 2,36/4,75 mm, entourée ou non d'un géotextile, posée sur une couche de sable. $\phi^i \approx 38^\circ$ à $D_p = 60\%$ $D_c = 60$ mm $L_c = 300$ mm $L_c/D_c = 5$	Mise en place d'un tube creux au centre du modèle, remblayage de la cellule par l'argile, en couches de 50 mm. Remplissage du tube par le sable, compactage du sable et extraction du tube d'une longueur inférieure à 50 mm.	Pour un tassement égal à 10 % du diamètre des colonnes : • $Q_{col} / Q_{sol\ seul} = 1,5$; • $Q_{sol+colonne\ sans\ géotextile} / Q_{sol\ seul} = 2,8$; • $Q_{sol+colonne\ avec\ géotextile} / Q_{sol+colonne\ sans\ géotextile} : 1,09$ à $1,7$.	$1,27D_c$ jusqu'à une profondeur de $2D_c$
Sivakumar et al. (2004)	Rigide Semelle	Cellule triaxiale D = 100 mm H = 200 mm	Chargement d'une semelle circulaire (diamètre = 40 mm) : • sur sol seul ; • sur une colonne entourée ou non d'un géotextile.	Kaolin $w_L = 70\%$	Colonne constituée de sable fin ($d_{60} = 0,25$ mm, $d_{10} = 0,2$ mm et $d_{60} = 0,27$ mm), entourée ou non d'un géotextile, flottante ou posée sur la base de la cellule. $W = 18\%$ $D_c = 32$ mm $L_c = 80, 120, 160$ et 200 mm $L_c/D_c = 2,5, 3,75, 5$ et $6,25$	Procédé n°1 (P1) : Forage et extraction du kaolin, remplissage et compactage du sable. Procédé n°2 (P2) : Remplissage et compactage de sable dans un tube en plastique puis congélation de la colonne. Mise en place de la colonne congelée dans un trou préalablement réalisé dans le kaolin. Réalisation du chargement après décongélation totale.	Colonne sans géotextile : $Q_{col} / Q_{sol\ seul} = 2$ (P1) $Q_{col} / Q_{sol\ seul} = 1,8$ (P2) Colonne avec géotextile (P2) : $Q_{col} / Q_{sol\ seul} = 2,9$	Fourmis qualitativement

Tableau I 11 (2/2) - Essais de chargement en modèle réduit d'une colonne ballastée isolée

Référence	Fondation	Zone d'essai	Essais réalisés	Sol	Colonne	Procédure de construction de la colonne	Facteur d'augmentation de la capacité portante ($Q_{sol\ seul} / Q_{col}$) ou de réduction des tassements (β)	Profondeur d'expansion latérale
Christoulas et al. (2000)	Rigide Plaque	Cuve carrée de 1 500 mm de côté	Chargement séparé de deux colonnes (C ₁ et C ₂) par application d'une charge directement sur la tête de la colonne considérée	Kaolin 47 <math>w_L < 52\ %</math> 50 <math> < c_u < 60\ \text{kPa}</math> 39 <math> < \varphi' < 44^\circ</math> H = 0,98 m Substratum sableux dense	Colonne posée sur le substratum sableux dense, constituée de calcaire concassé de granulométrie maximale 20 mm et $d_{50} = 6-8\ \text{mm}$ 36 <math> < \varphi' < 44^\circ</math> $D_c = 0,17\ \text{m}$ et $L_c = 0,98\ \text{m}$ $L_c/D_c = 5,8$	Fonçage d'un tube métallique fermé provisoirement à sa base puis remplissage et compactage du ballast	Pas d'essai de chargement sur le sol seul, cependant, la charge de fluage correspond à un tassement égal à 35 % du diamètre de la colonne	2,5 à 3 D_c
Guermazi (1986)	Rigide Semelle	Cellule triaxiale D = 100 mm H = -	Chargement d'une colonne ballastée et du sol environnant, en appliquant une contrainte latérale constante	Limon de Jossigny $w_L = 35\ %$ $I_p = 14\ %$ 60 <math> < c_u < 120\ \text{kPa}</math> $\varphi' = 32^\circ$	Colonne posée sur la base de la cellule, constituée de sable gros à fin (2 à 0,07 mm) 38 <math> < \varphi' < 40^\circ</math> $D_c = 10\ \text{mm}$ et $L_c = -$ $A_r = 0,04$	Mise en place d'un tube creux au centre de la cellule, remplissage de sol autour, extraction du tube, puis remplissage et compactage du sable.	Colonne drainante : $\beta = 1,2$ au début du chargement $\beta \approx 30$ à la fin Colonne non drainante : $\beta = 1,1$ $\beta \approx 5,8$	-
Hughes et Withers (1974)	Rigide Plaque	-	Chargement d'une colonne isolée	Kaolin	Colonne flottante constituée de sable $D_c = 38\ \text{mm}$ $L_c = 157\ \text{mm}$	-	-	2,5 D_c

Tableau I 12 - Essais de chargement en modèle réduit de semelles rigides posées sur un groupe de colonnes ballastées.

Référence	Fondation	Zone d'essai	Essais réalisés	Sol	Colonne	Procédure de construction de la colonne	Facteur d'augmentation de la capacité portante ($Q_{col} / Q_{sol\ seul}$) ou de réduction des tassements (β)	Profondeur d'expansion latérale
McKelvey et al. (2004)	Rrigide Semelles	Cellule circulaire D = 413 mm H = 1 200 mm	Chargement de semelles circulaires (D = 100 mm), filantes (100 x 50 mm) et carrées (90 x 90 mm) sur trois ou quatre colonnes, ainsi que sur le kaolin seul	<i>Trinity College Dublin (TCD) transparent clay</i> $15 < c_u < 31$ kPa $\varphi' \approx 34^\circ$ $d_{max} = 0,014 \mu m$ Kaolin	Colonnes flottantes constituées de sable de granulométrie non spécifiée. $\varphi' \approx 34^\circ$ $D_c = 25$ mm $L_c = 250$ et 150 mm $L_c/D_c = 10$ et 6	Forage et extraction du sol, remplissage et compactage du sable	$Q_{col} / Q_{sol\ seul} = 8$ dans le cas où le sol est du kaolin	-
Adalier et al. (2003)	Rigide Semelle	Cuves de centrifugeuse L = 4 580 et 5 300 mm l = 2 540 mm H = 2 030 et 2 540 mm Accélération de 50 et 63 g	Sollicitation sismique : <ul style="list-style-type: none">du sol naturel non amélioré chargé par une semelle rigide (M3) ;du sol amélioré avec 18 colonnes chargé par une semelle rigide (M4).	Limon $\varphi' \approx 25^\circ$ à $D_r = 60\%$	Colonnes posées sur le substratum rigide de la cuve, constituées de sable n°120 du Nevada ($d_{50} = 0,15$ mm). $\varphi' \approx 37^\circ$ à $D_r = 65\%$ $D_c = 25$ mm $L_c = 160$ mm $L_c/D_c = 6,4$ M4 : $A_r = 0,3$	Remplissage d'un cylindre avec du sable et de l'eau sucrée, puis passage à l'étuve, mise en place dans la cuve, remblayage du sol autour des colonnes et dissolution du sucre	$\beta = 2,1$	-
Muir Wood et al. (2000)	Rigide Semelle	Cellule circulaire D = 300 et 760 mm H > 300 mm	Chargement par une plaque rigide circulaire (D = 100 mm) de colonnes disposées en maillage carré	Kaolin $w_L = 63\%$ $5 < c_u < 23$ kPa H = 300 mm	Colonnes flottantes constituées de sable quartzueux fin. $\varphi' \approx 30^\circ$. $D_c = 11$ et $17,5$ mm $L_c = 100, 150$ et 160 mm $0,1 < A_r < 0,3$ $L_c/D_c = 5,7, 9,1, 13,6$ et $14,5$ $17,6 < \text{entre axe} < 31,5$ mm	Forage et extraction de l'argile puis remplissage par le sable légèrement compacté	-	Mode de rupture fonction de la localisation de la colonne sous la semelle
Bachus et Barksdale (1984)	Rigide	Cellule rectangulaire L = 505 mm l = 173 mm H = 305 mm	<ul style="list-style-type: none">Chargement du sol sans colonnes.Chargement d'une colonne et de groupes de 3 et 6 colonnes.	Kaolin $w_L = 42\%$ $14 < c_u < 19$ kPa	Colonnes posées sur la base des cellules $D_c = 29$ $L_c = 183$ mm $L_c/D_c = 6,3$	Fonçage d'un tube ouvert dans l'argile puis extraction de cette dernière et remplissage par du sable et compactage de ce dernier	$Q_{col} / Q_{sol\ seul} :$ 1,4 en moyenne	-

Tableau I 13 (1/2) - Modélisations analytiques et numériques du chargement de colonnes ballastées sous semelles rigides.

Référence	Fondation rigide	Loi de comportement & critère de rupture	Solution	Paramètre	Colonne	Sol	Paramètre étudié
Clemente <i>et al.</i> (2005)	Semelles carrées sur colonnes non flottantes	Sol = EpP, Mohr-Coulomb Colonne = EpP, Mohr-Coulomb	Numérique (DF, logiciel FLAC 3D, version ?)	E_s/E_s	6,9		Facteur de réduction des tassements en fonction de la charge et de A_r
				E (MPa)	119,9	17,3	
				c' (kPa)	4,8	28,8	
				φ' (°)	40	0	
				ν	0,3	0,4	
				γ_n (kN/m ³)	17,7	19,6	
				H (m)	3, 6 et 9	-	
				D (m)	1	-	
				L_c/D_c	3, 6 et 9	-	
A_r	0,1 à 0,5						
Dhouib <i>et al.</i> (2004 a)	Semelle carrée sur quatre colonnes	Sol = EpP, Mohr-Coulomb Colonne = EpP, Mohr-Coulomb	Numérique (EF, logiciel CESAR 3D, version ?)	H (m)	3,5	3,5	Tassement, déplacement horizontal et facteur de concentration des contraintes en fonction du confinement ou non des colonnes
				D (m)	0,7	-	
				A_r	0,29		
Kirsch (2004)	Semelle carrée sur 5 colonnes	Sol = EpP, Drucker-Prager ou Cam Clay Colonne = EpP, Drucker-Prager ou Mohr-Coulomb	Numérique (EF, logiciel ABAQUS en 3D)	E_s/E_s	50		Tassement, déplacement horizontal et facteur de concentration des contraintes en fonction de la charge
				E (MPa)	100	2	
				c' (kPa)	0	14	
				φ' (°)	35	18	
				ν	0,3	0,4	
				ψ (°)	15	4	
				H (m)	9	12	
				D (m)	0,8	-	
				H_c/D_c	11,25	-	
A_r	0,28						
Kirsch (2004)	Semelles carrées sur 9, 25, 41 colonnes	Sol = EpP, Drucker-Prager ou Cam Clay Colonne = EpP, Drucker-Prager ou Mohr-Coulomb	Numérique (EF, logiciel ABAQUS en 3D)	E_s/E_s	50		Tassement, déplacement vertical et facteur de concentration des contraintes en fonction de la charge
				E (MPa)	100	2	
				c' (kPa)	0	14	
				φ' (°)	35	18	
				ν	0,3	0,4	
				ψ (°)	15	4	
				H (m)	4, 11 ou 18	18	
				D (m)	0,8	-	
				L_c/D_c	5, 13,75, 22,5	-	
A_r	0,07 à 0,32						
Bouassida <i>et al.</i> (2003)	Semelles circulaires et carrées sur colonnes non flottantes	Sol = EL, - Colonnes = EL, -	Analytique	E_s/E_s	1 à 15		<ul style="list-style-type: none"> • Abaques présentant le facteur de renforcement du sol en fonction de η, de la géométrie de la semelle et de E_s/E_s ; • Tassement en fonction de η et de E_c
				ν	0,25 à 0,5	0,2 à 0,5	
				$\eta = (1 - A_r)$	0,05 à 0,3		
Dhouib (2003), Dhouib <i>et al.</i> (2002)	Semelle isolée sur six colonnes (disposées symétriquement par rapport à l'axe du massif) sur colonnes non flottantes	Sol = EL, - Colonne = EL, -	Analytiques (méthode des rotations et méthode du centre élastique) et numérique (EF, logiciel PLAXIS V ? , en déformations planes)	E (MPa)	60	10 à 24	Tassement et contrainte sous la semelle sur sol naturel et sur sol traité par colonnes ballastées en fonction : <ul style="list-style-type: none"> • de la charge verticale ; • de la charge horizontale ; • du moment.
				H (m)	6,5	4 et 3	
				D (m)	0,65 à 0,8	-	
				L_c/D_c	10 à 8,1	-	

Tableau I 13 (2/2) - Modélisations analytiques et numériques du chargement de colonnes ballastées sous semelles rigides.

Référence	Fondation rigide	Loi de comportement & critère de rupture	Solution	Paramètre	Colonne	Sol	Paramètres étudiés
Kirsch et Sondermann (2001)	Semelle rigide sur sol naturel, sur une et quatre colonnes	Sol = EP, Drucker-Prager Colonne = EP, Drucker-Prager	Numérique (EF, logiciel non spécifié, en 2D axisymétrique et en 3D)	E (MPa)	70 à 200	1,4 à 2	Semelle rigide sur sol naturel et sur une colonne : tassement de la semelle en fonction de la contrainte appliquée et comparaison avec des résultats d'essais <i>in situ</i> . Semelle rigide sur quatre colonnes : rapport de concentration des contraintes n entre le sol et l'une des colonnes et comparaison avec les résultats d'un modèle réduit.
				ν	0,3	0,3	
				ϕ' (°)	30 à 37,5	5 à 15	
				c' (kPa)	0,1 à 5	5 à 25	
				ψ (°)	0,1 à 30	0,1 à 5	
Muir Wood <i>et al.</i> (2000)	Semelle circulaire (100 mm de diamètre) sur colonnes flottantes	Sol = EP, <i>strain hardening</i> Ko = 0,5 Colonnes = EP, <i>strain softening</i> .	Numérique (DF, logiciel FLAC 2D, déformations planes). Les colonnes sont modélisées comme des murs circulaires équivalents.	G (MPa)	100	10	Tassements des colonnes en fonction des rapports suivants : • Longueur des colonnes / largeur de la semelle ; • position des colonnes par rapport au centre de la semelle / largeur de la semelle. Distribution de la contrainte appliquée en fonction de : • la longueur des colonnes ; • taux de substitution (A_r)
				S (MPa)	50	5	
				c_u (kPa)	-	5 à 23	
				ϕ' (°)	30	23	
				H (mm)	100, 150 et 160	300	
				D (mm)	11 et 17,5	300	
				L_c/D_c	5,7, 9,1, 13,6 et 14,5		
A_r	0,1 à 0,3						
Lee & Pande (1998)	Semelle circulaire (100 mm de diamètre) sur colonnes flottantes	Sol (kaolin) = EL, -, puis EpP, Mohr-Coulomb Colonne = EL, -, puis EpP, Mohr-Coulomb	Numérique EF (logiciel non spécifié), homogénéisation, en axisymétrie	E_s/E_s	94,5		Tassement en fonction de la charge
				E (MPa)	189	2	
				c' (kPa)	3	-	
				ϕ' (°)	35	23	
				ν	0,3	0,3	
				e_n	-	1,15	
				D (mm)	146		
				H (mm)	100	300	
				L_c/D_c	-		
A_r	0,36						
Bouassida <i>et al.</i> (1995)	Semelles quelconques sous une distribution quelconque de colonnes non flottantes	Sol équivalent = EpP, Tresca ou Mohr-Coulomb	Analytique (matériau équivalent)	-	-	-	Cohésion équivalente en fonction de l'angle de frottement du ballast et de $\eta = 1/(A/A_c)$. Angle de frottement équivalent en fonction de l'angle de frottement du ballast et de η . Facteur d'augmentation de la capacité portante du sol amélioré en fonction de l'angle de frottement du ballast et du rapport c_c/c (cohésion du ballast sur cohésion du sol non amélioré).
Hayden et Welch (1991)	Plaque sur une colonne non flottante	Sol = EL, - Colonne = EL, -	Numérique, (EF, logiciel SAP IV) en axisymétrie	-	-	-	Tassement en fonction de la charge appliquée sur une colonne
Balaam et Poulos (1983)	Non spécifiée (chargement d'une colonne isolée)	Sol = EpP, Mohr-Coulomb Colonne = EpP, Mohr-Coulomb	Numérique (EF, logiciel PILFDS) développé à l'Université de Sydney (Australie)	-	-	-	Tassement en fonction de la charge appliquée sur une colonne
Morgenthaler <i>et al.</i> (1978)	Semelle carrée de 1,2 m de côté sur colonne non flottante	Sol = EL, - Colonne = EL, - Ou Sol = EpP, Drucker-Prager Colonne = EpP, Drucker-Prager	Numérique (EF, logiciel non spécifié, en 2D axisymétrie)	E' (MPa)	330	1 à 8	Déplacement vertical et horizontal ainsi que la répartition des contraintes en fonction de la charge verticale appliquée.
				ϕ' (°)	40	0 à 10	
				c' (kPa)	50	50 à 90	
				H (m)	4,5	-	
				D (m)	1	-	
				L_c/D_c	4,5	-	
A_r	0,69						

Tableau I 16 - Sur-largeur de traitement.

Auteurs	Sol	Fondation	Sur-largeur (SL) de traitement (m)	Ratio sur-largeur/hauteur de la couche traitée
Brunner <i>et al.</i> (2004)	Sable légèrement argileux	Souple Réservoir	20	$20/17 = 1,2$
Zaghouani <i>et al.</i> (2004)	Sable limoneux lâche et sable + limon + argile (lâche)	Radier souple Réservoir	$4,8 < SL < 7,2$	$4,8/17 = 0,3$ $7,2/17 = 0,4$
Adalier <i>et al.</i> (2003)	Limon	Rigide Semelle	0,04	$0,04/0,158 = 0,25$
Brignoli <i>et al.</i> (1994)	Sable très fin limoneux lâche à moyennement dense	Rigide Radier	$0,9 < SL < 1,8$	$< 0,1$
Buggy <i>et al.</i> (1994)	Limon argileux et sable fin (remblai hydraulique)	Souple Réservoirs	1,5	$1,5/13,7 = 0,11$
Bustamante <i>et al.</i> (1991)	Argile et limon sableux	Rigide Dallage	2,9	$2,9/4,5 = 0,6$ $2,9/8,5 = 0,3$
Davie <i>et al.</i> (1991)	Stérile de charbon	Dallage Semelles isolées	3	$3/9 = 0,33$
Greenwood (1991)	Argile marine molle	Rigide Radier supportant un réservoir de GNL	3	$3/10 = 0,3$ $3/12 = 0,25$
Drescher et Fritz (1989)	Remblai hydraulique (sables et graviers silteux) et boue de betteraves à sucre	Souple Remblai	7,5	$7,5/10 = 0,75$
Vautrain (1980)	Alluvion compressible (vase, limon vaseux et tourbe)	Souple Remblai et terre armée	3	$3/6 = 0,5$ $3/10 = 0,3$

**Tableau I 17 - Augmentation de la capacité portante ou réduction des tassements
à partir d'essais sur modèles réduits d'une cellule unité**

Référence	Fondation	Zone d'essais*	Essais réalisés	Sol	Colonnes	Procédure de construction de la colonne	Facteur d'augmentation de la capacité portante ($Q_{sol\ seul} / Q_{col}$) ou de réduction des tassements (β)	Déplacement horizontal maximal (mm)
Sivakumar <i>et al.</i> (2004)	Rigide Plaque	Cellule triaxiale D = 100 H = 200	Chargement uniforme du sol seul et du sol avec une colonne entourée ou non d'un géotextile ;	Kaolin $w_L = 70\%$	Colonnes flottantes ou posées sur la base de la cellule triaxiale, constituées de sable fin ($d_{50} = 0,25\text{ mm}$, $d_{10} = 0,2\text{ mm}$ et $d_{60} = 0,27\text{ mm}$), renforcées ou non par un géotextile $W = 18\%$ $D_c = 32\text{ mm}$ $L_c = 80, 120, 160\text{ et }200\text{ mm}$ $L_c/D_c = 2,5, 3,75, 5\text{ et }6,25$	Procédé n°1 (P1) : Forage et extraction du kaolin, remplissage et compactage du sable. Procédé n°2 (P2) : Remplissage et compactage de sable dans un tube en plastique puis congélation de la colonne. Mise en place de la colonne congelée dans un trou préalablement réalisé dans le kaolin. Réalisation du chargement après décongélation totale.	Colonne sans géotextile : ($Q_{sol\ seul} / Q_{col}$) : 1,4 (P1) ($Q_{sol\ seul} / Q_{col}$) : 1,3 (P2) Colonne avec géotextile (P2) : ($Q_{sol\ seul} / Q_{col}$) : 2,3	Qualitatif
Stewart et Fahey (1994)	Rigide Plaque	Cellule oedométrique D = 394 H = -	Chargement de la colonne et du sol avec une plaque rigide.	Argile	Colonnes posées sur le substratum sableux, constituées de sable fin $D_c = 12\text{ mm}$ $L_c = 300\text{ mm}$ $L_c/D_c = 25$ $A_r = 0,09$ Maillage carré de 35 mm	Fonçage d'un tube ouvert de 12 mm de diamètre, extraction de l'argile puis remplissage par du sable fin légèrement compacté.	-	-
Stewart et Fahey (1994)	Souple Remblai	Cellule de centrifugeuse L = 650 I = 390 H = 325 Accélération de 100 g	Chargement avec ou sans colonnes.	Argile	Colonnes posées sur le substratum sableux, constituées de sable fin $D_c = 12\text{ mm}$ $L_c = 300\text{ mm}$ $L_c/D_c = 25$ $A_r = 0,09$ Maillage carré de 35 mm	Fonçage d'un tube ouvert de 12 mm de diamètre, extraction de l'argile puis remplissage par du sable fin légèrement compacté.	Essais à la centrifugeuse : $\beta = 1,6$ Modélisation numérique : $\beta = 1,7\text{ à }1,8$	Valeurs globales de déplacement
Guermazi (1986)	Rigide Plaque	Cellule triaxiale D = 100 H = -	Chargement d'une colonne ballastée et du sol environnant avec application d'un déplacement radial nul simulant l'effet de groupe	Limon de Jossigny $w_L = 35\%$ $I_p = 14\%$ $60 < c_u < 120\text{ kPa}$ $\phi' = 32^\circ$	Colonne posée sur la base de la cellule, constituée de sable gros à fin (2 à 0,07 mm) $38 < \phi' < 40^\circ$ D = 10 et 20 mm H = ? $A_r = 0,04\text{ et }0,16$	Mise en place d'un tube creux au centre de la cellule, remplissage de sol autour, extraction du tube, et enfin remplissage et compactage du sable.	$Q_{Ar\ 0,16} / Q_{Ar\ 0,04} : 2$ $A_r = 0,04 :$ $\beta_1 = 1,2\text{ au début du chargement}$ $\beta_1 \approx 27\text{ à la fin}$ $A_r = 0,16 :$ $\beta_3 = 1,8$ $\beta_f \approx 40$	-
Bachus et Barksdale (1984)	Rigide Plaque	Cellule circulaire D = 108 H = 305	Chargement du sol sans colonnes. Chargements de colonnes de deux diamètres différents.	Kaolin $w_L = 42\%$ $14 < c_u < 19\text{ kPa}$	Colonnes posées sur la base des cellules $D_c = 29, 53,3\text{ et }108\text{ mm}$ $L_c = 183\text{ mm}$ $A_r = 0,07, 0,25\text{ et }1$ $L_c/D_c = 6,3, 3,4\text{ et }1,7$	Fonçage d'un tube ouvert dans l'argile puis extraction de cette dernière et remplissage par du sable et compactage de ce dernier.	Si $A_r \geq 0,4$ $\beta = 1,5$ $0,2 < A_r < 0,35$ $1,3 < \beta < 1,45$	-

Tableau I 18 (1/2) - Modélisations analytiques et numériques du chargement de colonnes ballastées sous fondations souples ou rigides uniformément chargées.

Référence	Fondation	Loi de comportement & critère de rupture	Solution	Paramètre	Colonne	Sol	Paramètres étudiés
Priebe (2005)	Remblai sur colonnes flottantes	Sol = EL, Colonne = EpP, -	Analytique	-	-	-	Tassement et stabilité vis-à-vis du glissement circulaire
Pulko et Majes (2005)	Radier	Sol = EL, - Colonne = EpP, Mohr-Coulomb	Analytique (principe de la cellule unitaire) & numérique (EF, logiciel ?, en axisymétrique)	E_c/E_s	10, 20, 30 & 40		Tassement en fonction du chargement
				ϕ' (°)	35, 40 & 45	20	
				ν	0,3	0,3	
				ψ (°)	0, 10 & 20	0	
				$K_{initial}$	-	0,6, 0,8 & 1	
				A_r	0,04 à 1		
				L_c/D_c	10	-	
Guetif <i>et al.</i> (2004)	Réservoir de Gaz Naturel Liquéfié	Sol = EpP, Mohr-Coulomb Colonne = EpP, Mohr-Coulomb	Numérique, axisymétrique (EF, logiciel PLAXIS V7 & 8)	E' (MPa)	32	4	Tassement en fonction du chargement
				c' (kPa)	10	5	
				ϕ' (°)	38	21	
				γ_n (kN/m ³)	20	17	
				k (m/l)	100	0,95.10 ⁵	
				D (m)	1,1	-	
				L (m)	12,25	-	
				A_r	0,15		
				L_c/D_c	11,1		
Guilloux <i>et al.</i> (2003)	Réservoirs de Gaz Naturel Liquéfié	Sol = EL, - Colonne = EL, -	Analytique, méthode de Duncan (1987).	Maillage carré (m)	2,4	-	Tassement en fonction du chargement
		Sol = EL, - Colonne = EL, -	Numérique, axisymétrique (EF, logiciel PLAXIS V ?)	D (m)	0,8	-	
		Sol = EnL avec écoulement (<i>hardening soil</i>) Colonne = -	Numérique, axisymétrique (EF, logiciel PLAXIS V ?)	L (m)	17	-	
				A_r	0,09		
Dhouib <i>et al.</i> (1998)	Remblai	Sol = EpP, - Colonne = EpP, -	Analytique à la rupture et numérique (EF, logiciel TALDT et TALREN)	ϕ' (°)	38 et 42	-	Γ_{min} (coefficient de sécurité minimum vis-à-vis du glissement) en fonction de σ_v / c_u , de A/A_c , ϕ_c et de n
				ϕ_u (°)	38 et 42	0	
				σ_v / c_u	-	2,5 à 6	
				A/A_c	3,33 à 10		
				A_r	0,1 à 0,3		
Porooshab & Meyerhof (1997)	Radier	Sol = EL, - Colonne = -	Analytique	E_c/E_s	4,7 et 9,5		* Espacement des colonnes.
				c' (kPa)	-	-	* Hauteur de sol à traiter.
				ϕ' (°)	38, 41 & 44		* Paramètres mécaniques du sol.
				ν	0 à 0,5	0,15 à 0,25	* Paramètres mécaniques des colonnes.
				D (m)	0,5 à 1	-	* L'état de contraintes après mise en place des colonnes, à l'interface sol/colonnes
				L_c (m)	5, 10 et 15	-	
				L_c/D_c	10 à 30		
A_r	0,01, 0,03, 0,06, 0,11, 0,25 et 0,44,						
Alamgir <i>et al.</i> (1996)	Dallage ou remblai	Sol = EL, - Colonne = EL, -	Analytique & numérique (EF, logiciel CRISP), principe de la cellule unitaire.	E_c/E_s	5 à 100		Contraintes de cisaillement à l'interface sol/colonnes.
				ν_s	-	0,25 à 0,45	Contrainte verticale dans le sol et les colonnes.
				A_r	0,01 à 0,25		Facteur de concentration des contraintes verticales. Tassement sol amélioré/tassement non sol amélioré.

Tableau I 18 (2/2) - Modélisations analytiques et numériques du chargement de colonnes ballastées sous fondations souples ou rigides uniformément chargées.

Référence	Fondation	Loi de comportement & critère de rupture	Solution	Paramètre	Colonne	Sol	Paramètres étudiés
Buggy <i>et al.</i> (1994)	Réservoir de stockage d'hydrocarbures	Sol = EL, - Colonne = EL, - Ou : Sol = EpP, non spécifié Colonne = EpP, non spécifié	Analytique (méthode de Priebe) Numérique (DF, logiciel FLAC 2D, version 3.2), en axisymétrie, les colonnes étant assimilées à des anneaux équivalents concentriques.	ϕ (°)	42	25 à 37	Facteur de réduction des tassements. Tassement en fonction de : <ul style="list-style-type: none"> la charge appliquée ; la distance à l'axe du modèle ; du temps après l'application de la charge ; Déplacements horizontaux en limite de réservoir.
				D (m)	1,07	-	
				Maillage triangulaire (m)	2,44		
				G (MPa)	-	0,6 à 11	
				S (MPa)	-	0,3 à 9	
		Sol = EL, - Colonne = EL, - Ou : Sol = EpP, Cam-Clay Modifié Colonne = EpP, Mohr-Coulomb	Numérique (EF, logiciel CRISP 2D, version ?), en axisymétrie, les colonnes étant assimilées à des anneaux équivalents concentriques.	Paramètres cf. ci-dessus			
Kundu <i>et al.</i> (1994)	Réservoir métallique	Sol = EL, - Colonne = EL, -	Numérique (EF, logiciel non spécifié), par homogénéisation ou en assimilant les colonnes à des anneaux équivalents concentriques (en axisymétrie).	E_c/E_s	5, 10 et 20		Tassement en fonction de la charge appliquée et de la distance à l'axe du modèle. Déplacements horizontaux en limite de réservoir. Répartition de la contrainte entre les colonnes et le sol par rapport à l'axe du modèle.
				D (m)	0,9	-	
				Maillage triangulaire (m)	1,4 à 1,8		
				A_r	0,23 à 0,37		
Balaam et Booker (1981, 1985)	Radier	Sol = EL, - Colonne = EpP, Mohr-Coulomb	Analytique (principe de la cellule unitaire) & numérique (EF, logiciel COLANY & COLFEA, en axisymétrie)	E_c/E_s	10, 20, 30 & 40		Tassement en fonction de la charge appliquée, de E_c/E_s et de A_r
				c' (kPa)	0		
				ϕ (°)	30 & 40		
				ν	0,3 & 0,4		
				ψ (°)	0, ϕ & $\phi/2$		
				K_0	1		
				A_r	0,04 et 0,25		
				H/D	5		
$E_s/\gamma \cdot H$	20						
Balaam et Poulos (1983)	Dallage ou remblai	Sol = EpP, Mohr-Coulomb Colonne = EpP, Mohr-Coulomb	Numérique (EF, logiciel PILFDS) développé à l'Université de Sydney (Australie)	E_c/E_s	10, 20, 30 et 40		Tassement en fonction de la charge appliquée, de E_c/E_s et de A_r
				A_r	0 à 1		
				H/D	5 à 20		

ANNEXE 2

PHOTOS DES ECHANTILLONS DE SOL ET COUPE LITHOLOGIQUE DETAILLEE

La figure 1 présente la sondeuse lors de la réalisation du sondage carotté SC1 (gauche) ainsi qu'une opération de prélèvement d'un échantillon intact (droite).



Figure 1 - Sondeuse lors de la réalisation du sondage carotté SC1 (gauche) et opération de prélèvement d'un échantillon intact (droite).

La figure 2 présente les terrains carottés de 0 m à 3 m, avec, à partir de 1,55 m prélèvement d'échantillons intacts.



Figure 2 - Carotte de 0 à 3 m

Les figures 3 et 4 présentent le détail des échantillons intacts de 1,82 à 3,00 m.



Figure 3 - Carotte de 1,82 à 2,22 m



Figure 4 - Carotte de 2,12 à 3,00 m

Les figures 5 à 7 présentent le détail des échantillons intacts de 3,00 à 4,05 m.



Figure 5 - Carotte de 3,0 à 3,5 m



Figure 6 - Carotte de 3,35 à 3,85 m



Figure 7 - Carotte de 3,61 à 4,05 m

Les figures 8 à 10 présentent le détail des échantillons intacts de 4,4 m à 5,6 m.



Figure 8 - Carotte de 4,4 à 4,9 m



Figure 9 - Carotte de 4,5 à 5,35 m



Figure 10 - Carotte de 5,15 à 5,60 m

Les figures 11 à 13 présentent le détail des échantillons intacts de 5,9 à 7,3 m.



Figure 11 - Carotte de 5,90 à 6,32 m



Figure 12 - Carotte de 6,43 à 6,88 m



Figure 13 - Carotte de 6,75 à 7,30 m

Les figures 14 à 16 présentent le détail des échantillons intacts de 7,5 à 8,7 m.

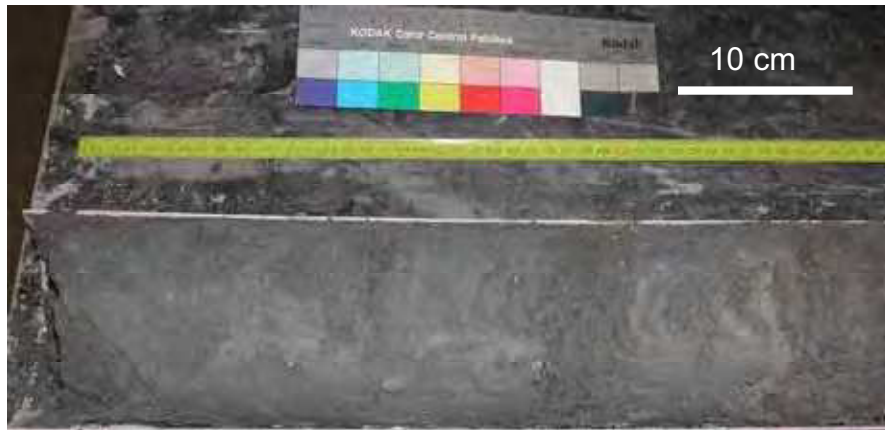


Figure 14 - Carotte de 7,50 à 7,95 m



Figure 15 - Carotte de 7,95 à 8,50 m

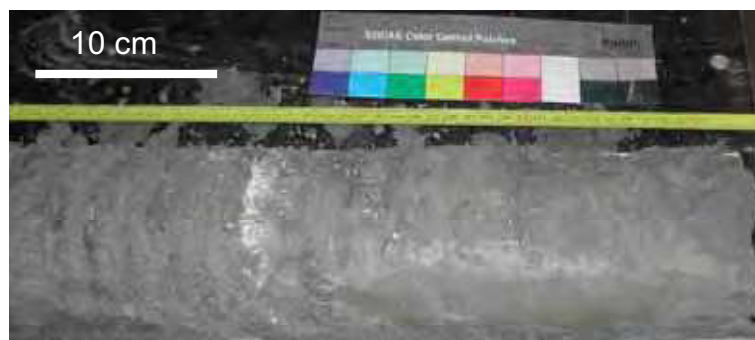


Figure 16 - Carotte de 8,3 à 8,7 m

La figure 17 présente le détail d'un élément de gypse saccharoïde rose situé à 8,5 m de profondeur.



Figure 17 - Détail d'un élément de gypse saccharoïde rose à 8,5 m

Les figures 18 à 33 présentent les carottes de 8,90 à 15,05 m de profondeur.



Figure 18 - Carotte de 8,9 à 9,4 m



Figure 19 - Carotte de 9,4 à 9,9 m

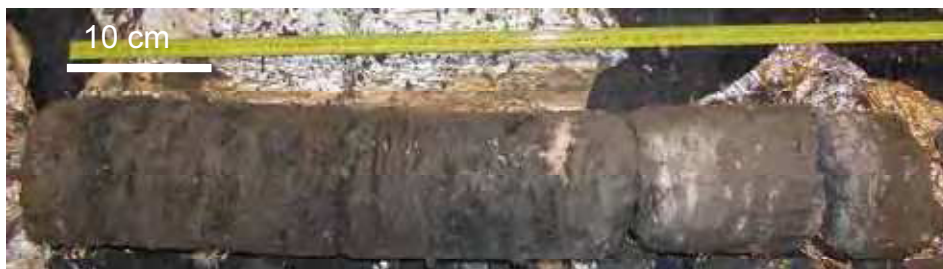


Figure 20 - Carotte de 9,9 à 10,4 m



Figure 21 - Carotte de 10,40 à 10,85 m

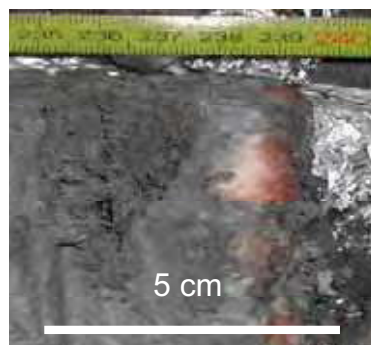


Figure 22 - Détail d'une couche de gypse saccharoïde rose à 10,85 m



Figure 23 - Carotte de 10,85 à 11,25 m



Figure 24 - Carotte de 11,25 à 11,85 m



Figure 25 - Carotte de 11,85 à 12,35 m



Figure 26 - Carotte de 12,35 à 12,85 m

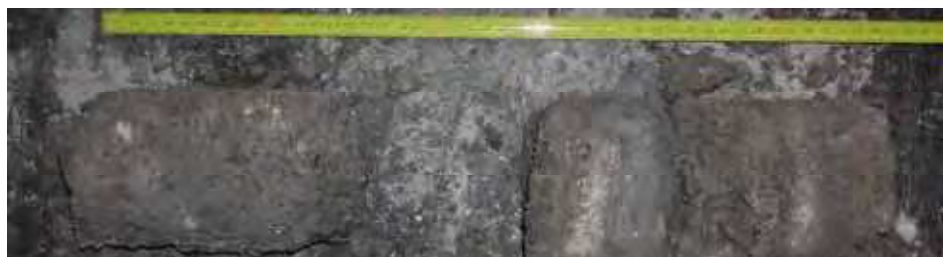


Figure 27 - Carotte de 12,85 à 13,18 m



Figure 28 - Carotte de 13,18 à 13,55 m



Figure 29 - Carotte de 13,55 à 13,91 m



Figure 30 - Carotte de 13,91 à 14,18 m



Figure 31 - Carotte de 14,18 à 14,55 m

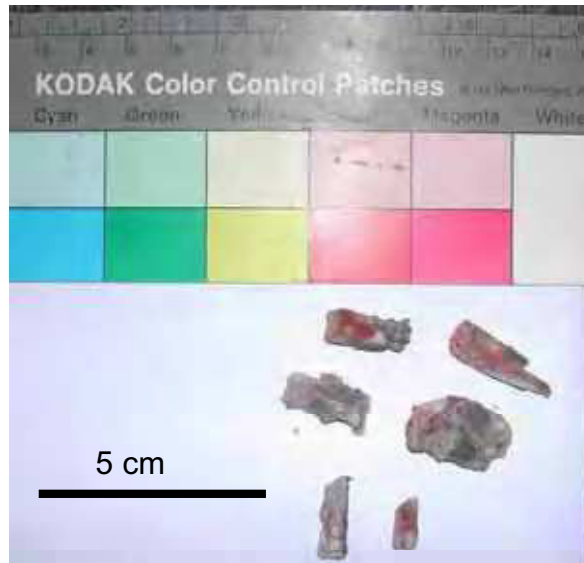


Figure 32 - Détail d'éléments de gypse rosé, en plaquettes, de variété albâtre, entre 14,18 et 14,55 m



Figure 33 - Carotte de 14,55 à 15 m

Profondeur (m)	% CaCO ₃	f _s (kNm ²)	f _h (kNm ²)	f _v (kNm ²)	f _u (%)	Description lithologique	Remarque
0.00	0.00						
0.24	-	-	-	-	-	Remblais pulvéulent constitué de sables grossiers et de graviers, d'éléments en béton de l'ordre de 15 mm, de fragments de briques, très légèrement limoneux, de couleur brun.	
0.50	-	-	-	-	-	Remblais argileux compact, présence de quelques graviers.	
0.73	-	-	-	-	-	Remblais de blocs de béton et de crasse.	
1.00	-	-	-	-	-	Remblais de crasse	
1.40	-	-	-	-	-	Argile noirâtre, molle, avec présence de matière végétale en décomposition, odeur fétide.	1.40 = probablement l'ancien niveau du terrain naturel.
1.85	-	-	-	-	-	Cœur de la carotte constitué par de la crasse et l'extérieur par de l'argile très molle, noirâtre, radicelles abondantes, odeur fétide.	Non interprétable, problème de carottage.
2.00	0,17	25,7	16,5	10,9	52,0	Argile marron sombre, molle, traces de racines et de végétaux en décomposition, odeur légèrement fétide.	Pas de réaction à l'HCl dilué à 10 %.
2.22	-	-	-	-	-	Argile bariolée gris-bleu, ferme, plastique, traces de racines intactes, tâches diffuses d'oxydation de couleur rouille.	Pas de réaction à l'HCl dilué à 10 %. Présence d'une nappe temporaire selon les saisons.
3.00	-	-	-	-	-	Argile bariolée gris-bleu, ferme, plastique, tâches diffuses d'oxydation de couleur rouille, silicrètes en plaquettes de quelques mm à 10 mm.	Pas de réaction à l'HCl dilué à 10 %. Présence d'une nappe temporaire selon les saisons.
3.11	0,18	26,0	19,3	15,1	28,4	3.62 à 3.65 Argile bleu-vert sableuse. Grains de sable de l'ordre du millimètre.	
3.65	-	-	-	-	-	Argile marron sombre, ferme avec traces noirâtres. Odeur légèrement fétide.	Pas de réaction à l'HCl dilué à 10 %.
4.00	0,21	26,4	19,4	15,1	28,5	Argile bariolée bleu-marron, claire, ferme, avec éléments quartzux et silicrètes de l'ordre de quelques millimètres.	Pas de réaction à l'HCl dilué à 10 %.
4.20	-	-	-	-	-	4.47 à 4.61 Argile noirâtre, peu plastique, sableuse, grains de l'ordre du millimètre.	
4.61	-	-	-	-	-	6.03 à 6.14 Marnes grises, altérées, avec présence de morceaux de l'ordre de 10 mm de marnes en plaquettes sans orientation préférentielle. Présence de quelques éléments quartzux de l'ordre de 5 mm, de couleur lie de vin.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
5.00	33	27,1	18,6	14,1	31,9	Marnes grises, ferme à raide, avec passages de silicrètes à ciment carbonaté. Absence de gypse.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
8.00	-	-	17,8	12,8	38,8		Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
6.14	-	-	-	-	-		
7.00	13	27,4	-	-	-	Alternance de couches millimétriques de marnes gris-sombre à gris clair et de silicrètes. Couches subhorizontales par rapport à la direction du carottage.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
7.30	-	-	-	-	-	Alternance de marnes en couches litées de l'ordre de plusieurs centimètres (3 à 4 cm) et de couches plus massives, sans organisation visible (marnes altérées), très ferme à raide.	
8.00	13	26,7	18,8	14,5	29,6	8.18 à 8.31 : Marnes gris clair, pas d'organisation visible (marnes altérées), présence diffuse d'éléments gypseux en plaquettes incolores (variété albâtre) de l'ordre du millimètre. Couches de gypse blanc et rose, saccharoïde, à la base.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
8.31	-	-	-	-	-	Marnes gris sombre, en alternance avec des couches de gypse en plaquettes de l'ordre de quelques millimètres à 10 mm maximum. Couches de gypse saccharoïde rose sur les 3 derniers cm.	
8.51	-	-	-	-	-	Marnes gris clair en couches infra millimétriques, ferme à très ferme. Absence de gypse.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
8.98	-	-	-	-	-	8.90 à 8.98 : Marnes gris sombre, très altérées ou remaniées. Absence de gypse.	
9.00	-	-	-	-	-	Alternance de couches millimétriques de marnes ferme à raide et de gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
9.27	-	-	-	-	-	Couches de marnes d'une épaisseur comprise entre 2 et 3 cm, ferme à raide, en alternance avec des couches d'épaisseur maximale de 10 mm de gypse saccharoïde rose, induré.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
9.50	-	-	-	-	-	Marnes très raides, en couches millimétriques et gypse en plaquettes (< 10 mm) incolores (variété albâtre).	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
9.70	-	-	-	-	-	9.70 à 9.80 Couches de gypse incolore, très indurées, d'épaisseur comprise entre 2 et 3 cm, avec des traces de dissolutions.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
9.80	-	-	-	-	-	Marnes gris sombre, ferme à très ferme, avec gypse incolore, en plaquettes disséminées (variété albâtre). Puis lentille de gypse saccharoïde rose et couche de marnes altérées, ferme, gris clair.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
10.0	-	-	-	-	-	10.27 à 10.34 : Alternance de marnes en couches massives, ferme, de couleur gris clair, d'épaisseur variant de quelques mm à plusieurs cm, et de couches de gypse incolore en plaquettes (variété albâtre), de quelques dizaines de mm d'épaisseur.	
10.34	-	-	-	-	-	Alternance de couches de marnes de 5 cm d'épaisseur, avec des couches de gypse saccharoïde rose de l'ordre de 10 mm d'épaisseur, Marnes gris sombre à clair, très ferme à raide.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
10.85	-	-	-	-	-	10.85 à 10.95 : Marnes gris clair, ferme, avec couches millimétriques de gypse incolore (variété albâtre), en plaquettes.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
11.00	-	-	-	-	-	Alternance de couches de marnes gris sombre, avec des couches millimétriques de gypse incolore (albâtre), en plaquettes et des couches plus indurées de gypse saccharoïde rose.	
11.20	-	-	-	-	-	Alternance de couches de marnes gris sombre, avec des couches millimétriques de gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes et des couches de dolomies de l'ordre de 10 mm d'épaisseur. Présence de couches de gypse fibreux de couleur gris sombre, de l'ordre de 10 mm d'épaisseur.	Réaction à l'HCl dilué à 10 % pour la marnes mais pas pour la dolomie. Réaction à l'HCl moins diluée dans le cas des dolomies.
11.85	-	-	-	-	-	Marnes gris sombre, molle à ferme, avec présence de gypse incolore (variété albâtre), en plaquettes de 5 à 10 mm, disséminées.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
11.98	-	-	-	-	-	Marnes et gypse en plaquettes incolores (variété albâtre), indurées.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
12.13	-	-	-	-	-	12.13 à 12.21 : Couches de dolomie de quelques dizaines de millimètres d'épaisseur et gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes.	Réaction à l'HCl dilué à 10 % pour la marnes mais pas pour la dolomie. Réaction à l'HCl moins diluée dans le cas des dolomies.
12.53	-	-	-	-	-	Marnes et gypse en plaquettes incolores (variété albâtre), indurées.	
12.95	-	-	-	-	-	Marnes ferme, gris sombre, en couches de plusieurs centimètres d'épaisseur, avec du gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes, disséminées dans la marnes, sans orientation préférentielle.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
13.06	-	-	-	-	-	Marnes altérées avec du gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes de l'ordre de 10 mm, disséminées sans orientation préférentielle.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
13.23	-	-	-	-	-	Gypse saccharoïde (2 cm) plus marnes et gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes, raides.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
13.55	-	-	-	-	-	Marnes gris clair en couches de 2 à 3 cm d'épaisseur, ferme, en alternance avec des couches de gypse incolore (variété albâtre) avec marnes altérées et gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes disséminées (de 13.42 à 13.46).	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
14.0	-	-	-	-	-	Marnes gris clair en couches de 2 à 3 cm d'épaisseur, ferme, en alternance avec des couches de gypse incolore (variété albâtre) avec marnes altérées et gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes disséminées (de 13.42 à 13.48).	Réaction à l'HCl dilué à 10 % pour la marnes mais pas pour la dolomie. Réaction à l'HCl moins diluée dans le cas des dolomies.
14.29	-	-	-	-	-	13.91 à 13.96 : Couche de gypse blanchâtre avec quelques couches inframillimétriques de marnes.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
14.55	-	-	-	-	-	Marnes franche gris sombre, ferme à très ferme.	
14.72	-	-	-	-	-	Marnes gris sombre ferme à très ferme, présence de gypse incolore (variété albâtre) en plaquettes de quelques millimètres, disséminé, et enclaves de gypse rosé en macropiaquettes de l'ordre de 2 à 3 cm d'épaisseur.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
15.05	-	-	-	-	-	Marnes et gypse incolore (variété albâtre) parties rosées, en alternance. Couches de l'ordre de 2 à 3 cm d'épaisseur, raides. Traces de dissolutions.	Réaction à l'HCl dilué à 10 %.
15.05	-	-	-	-	-	Couche de dolomie gris clair (2 cm) plus alternance de marnes en couches millimétriques, indurées, souvent dolomitisées, et de couches de gypse incolore en plaquettes (variété albâtre). Aspect massif.	Réaction à l'HCl dilué à 10 % pour la marnes mais pas pour la dolomie. Réaction à l'HCl moins diluée dans le cas des dolomies.

* taux de récupération

Figure 34 - Coupe lithologique détaillée

ANNEXE 3

RESULTATS PENETROMETRIQUES

PRE-AMELIORATION

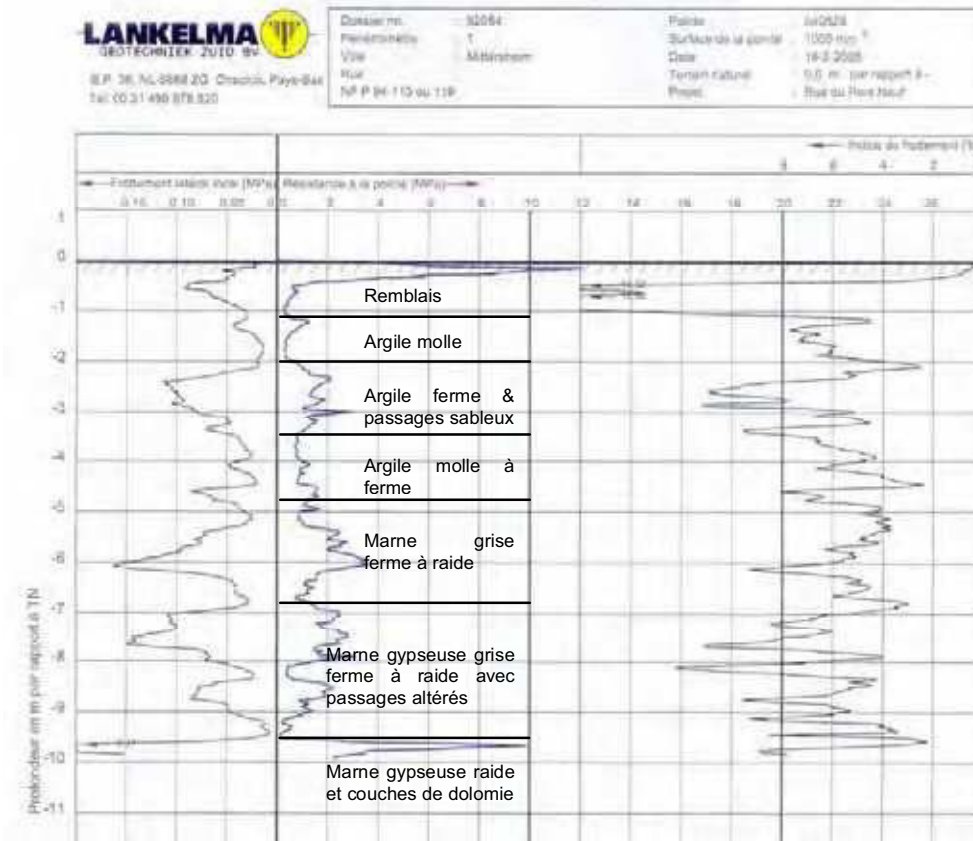


Figure 1 - CPT 1

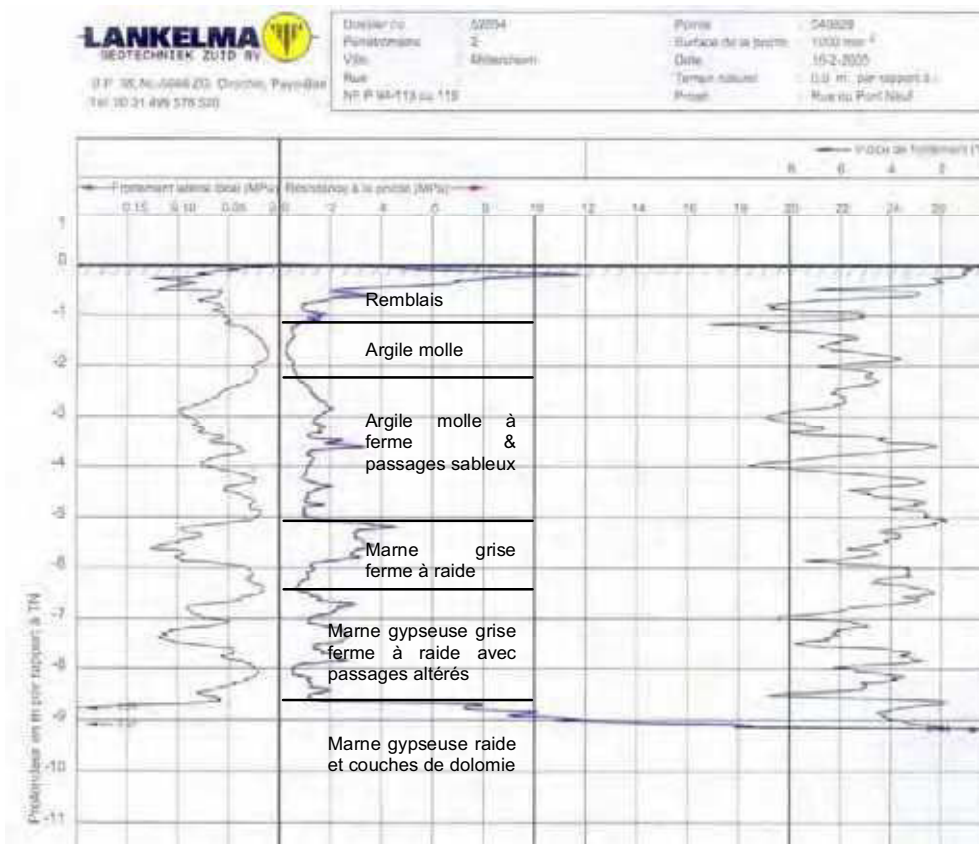


Figure 2 - CPT 2

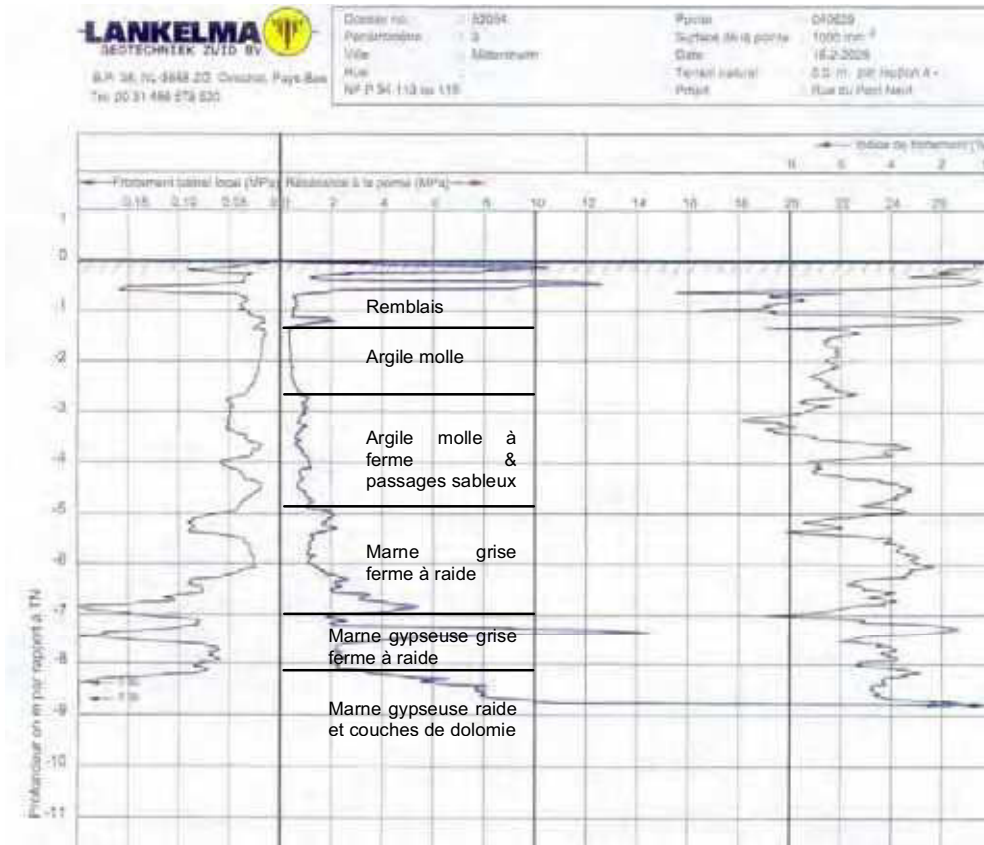


Figure 3 - CPT 3

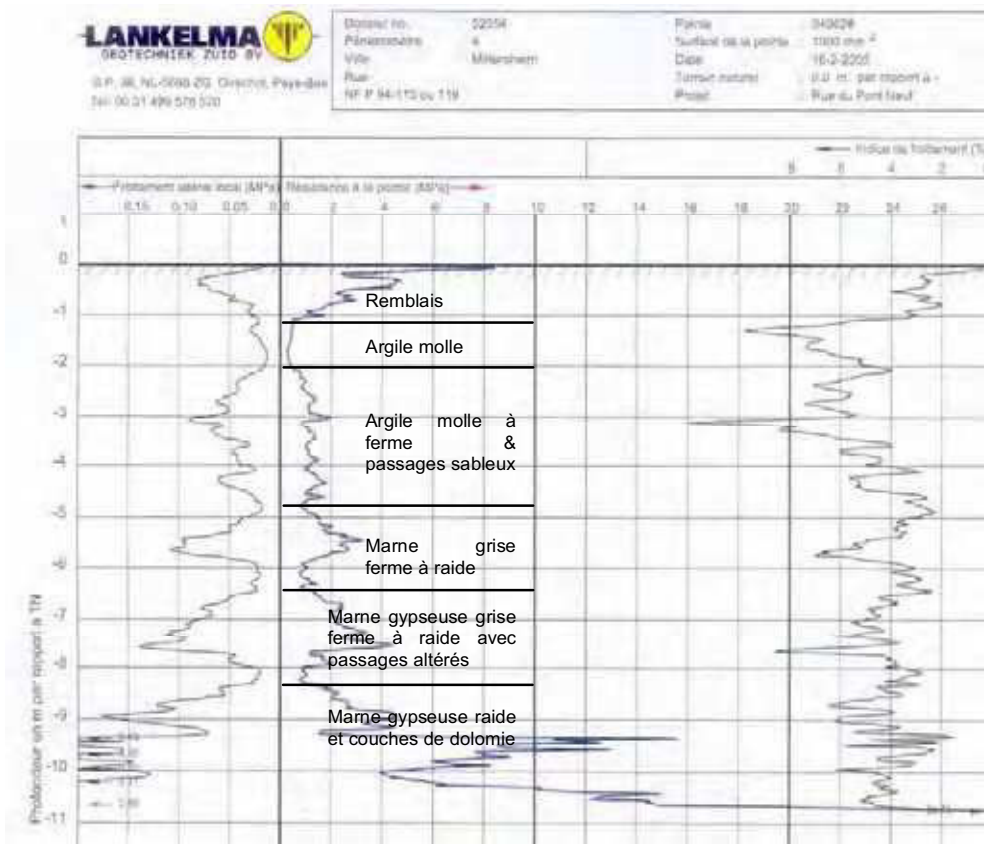


Figure 4 - CPT 4

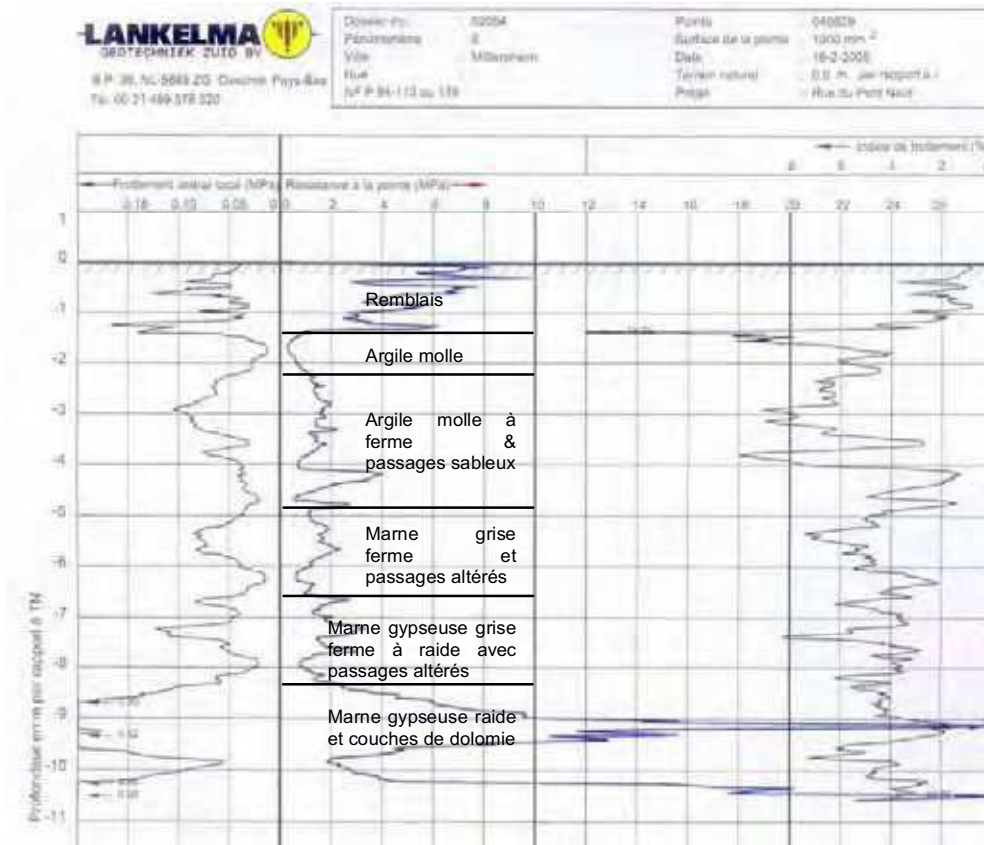


Figure 5 - CPT 5

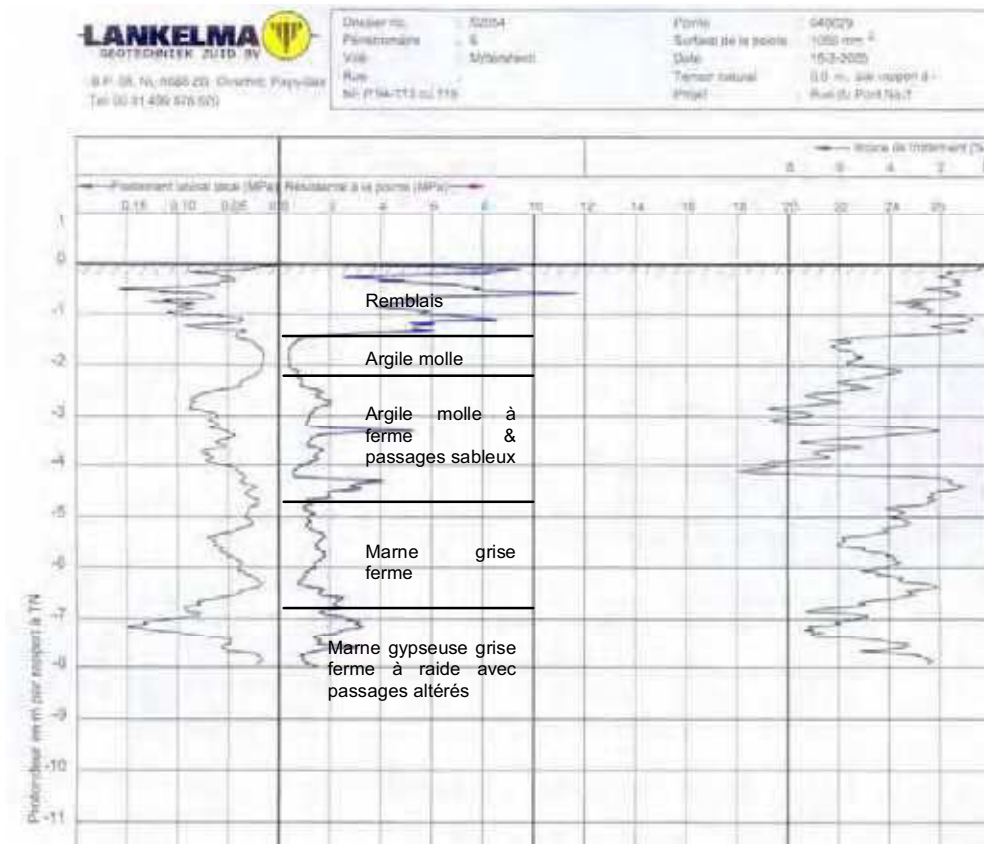


Figure 6 - CPT 6

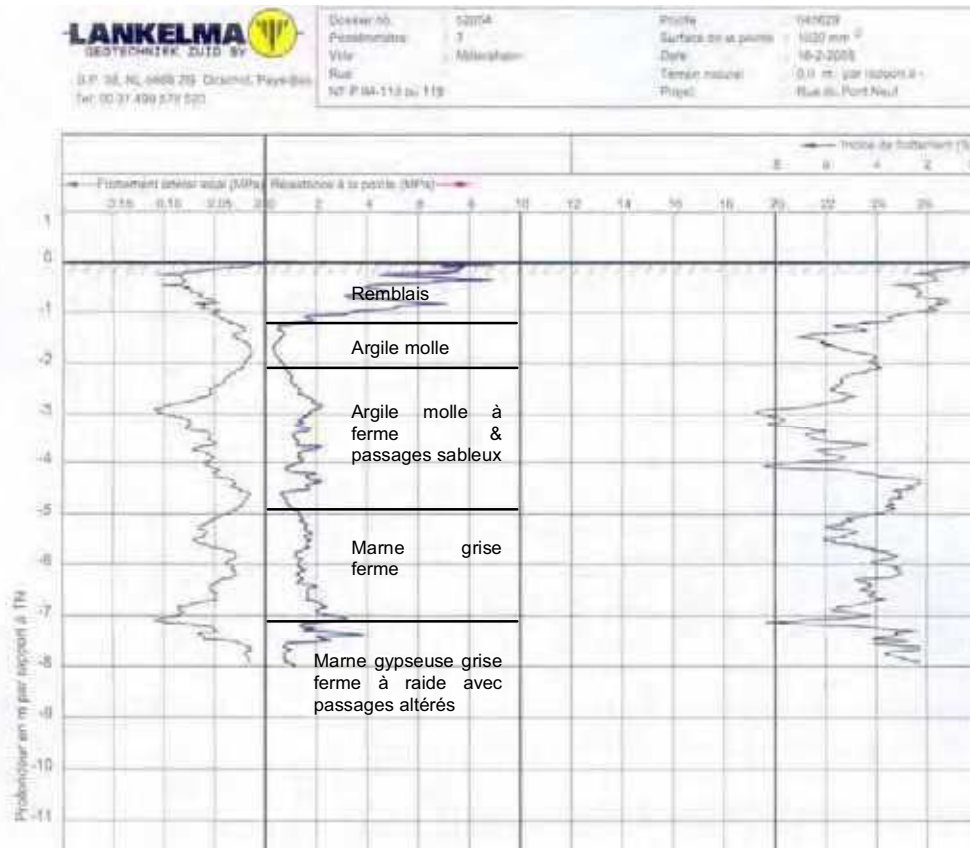


Figure 7 - CPT 7

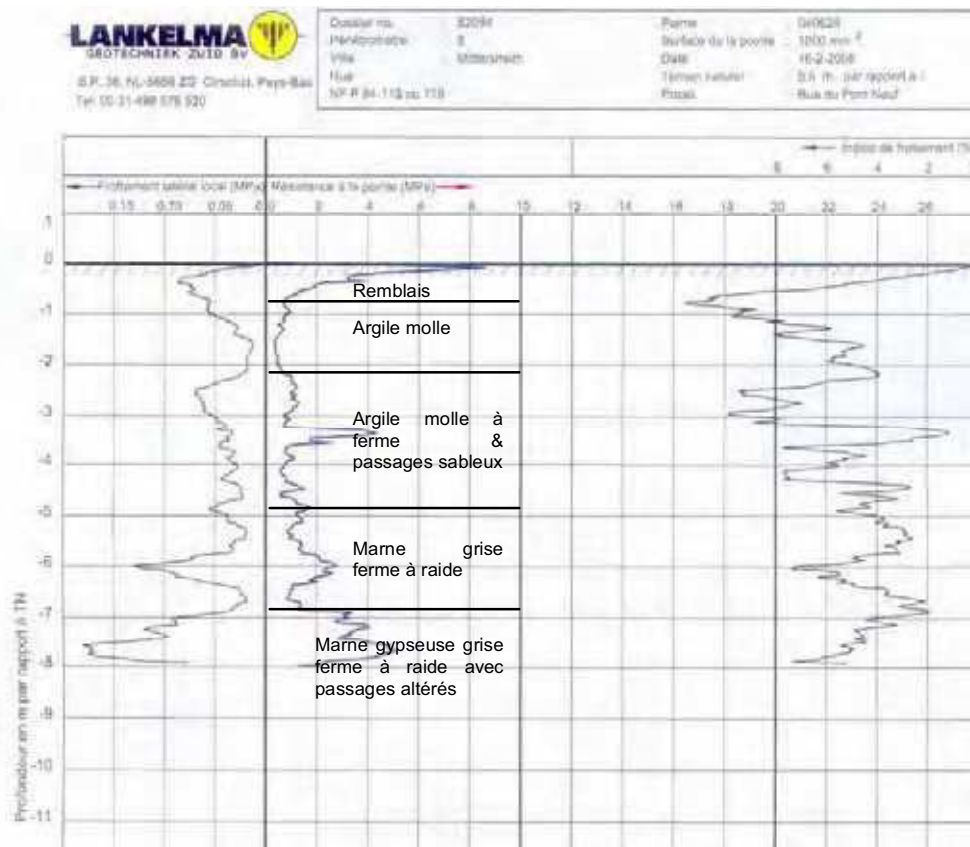
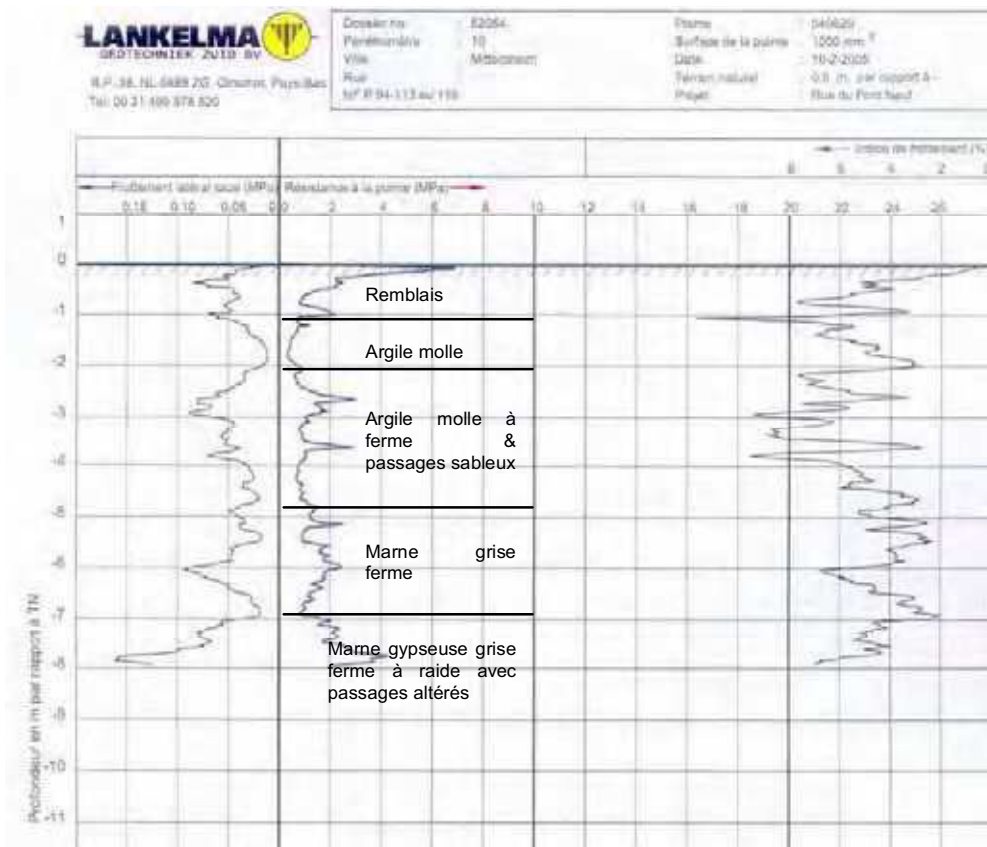
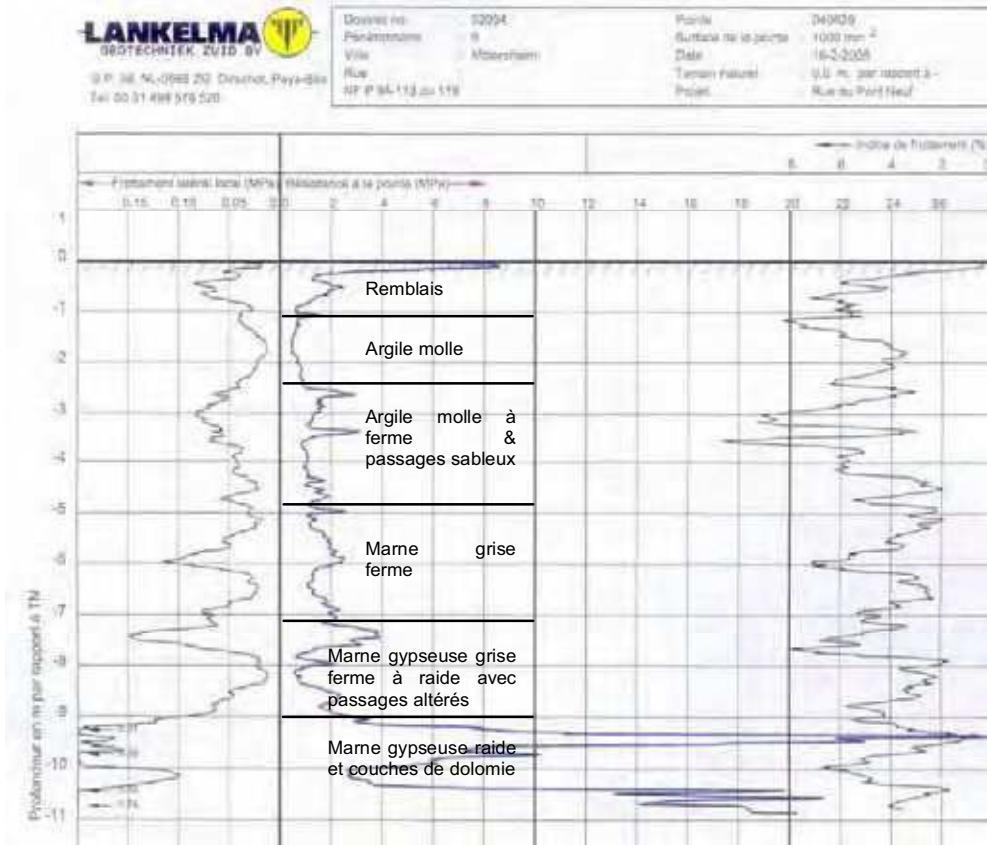


Figure 8 - CPT 8



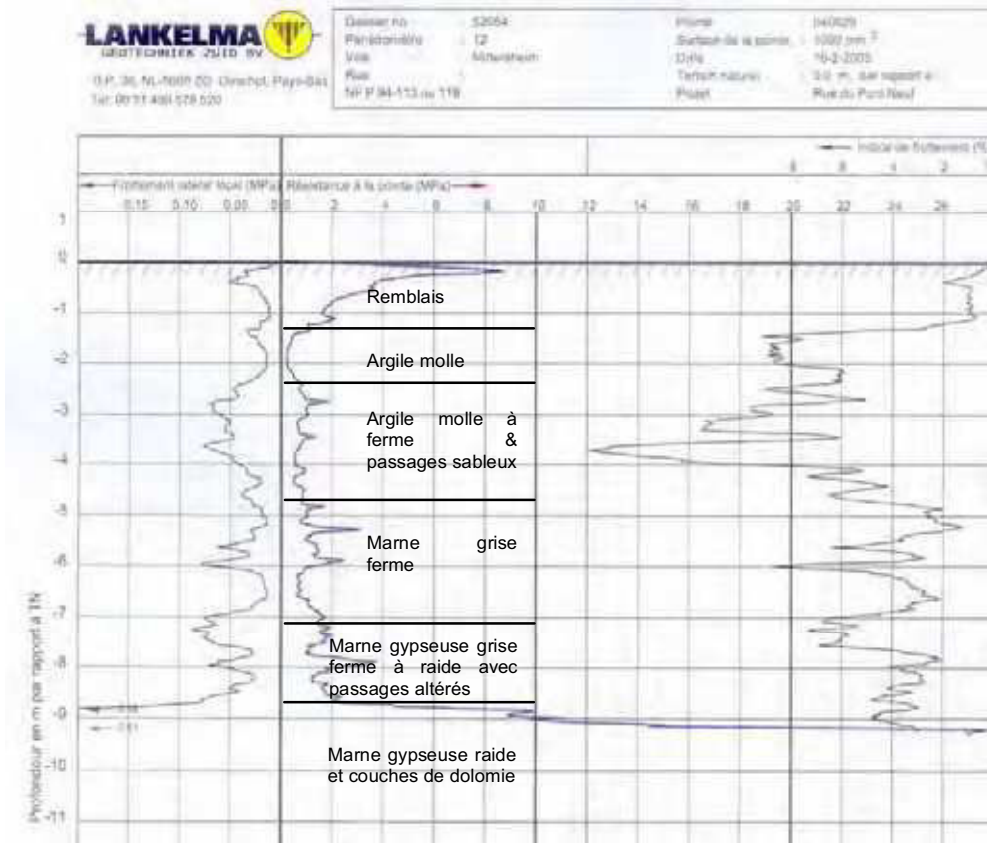


Figure 11 - CPT 12

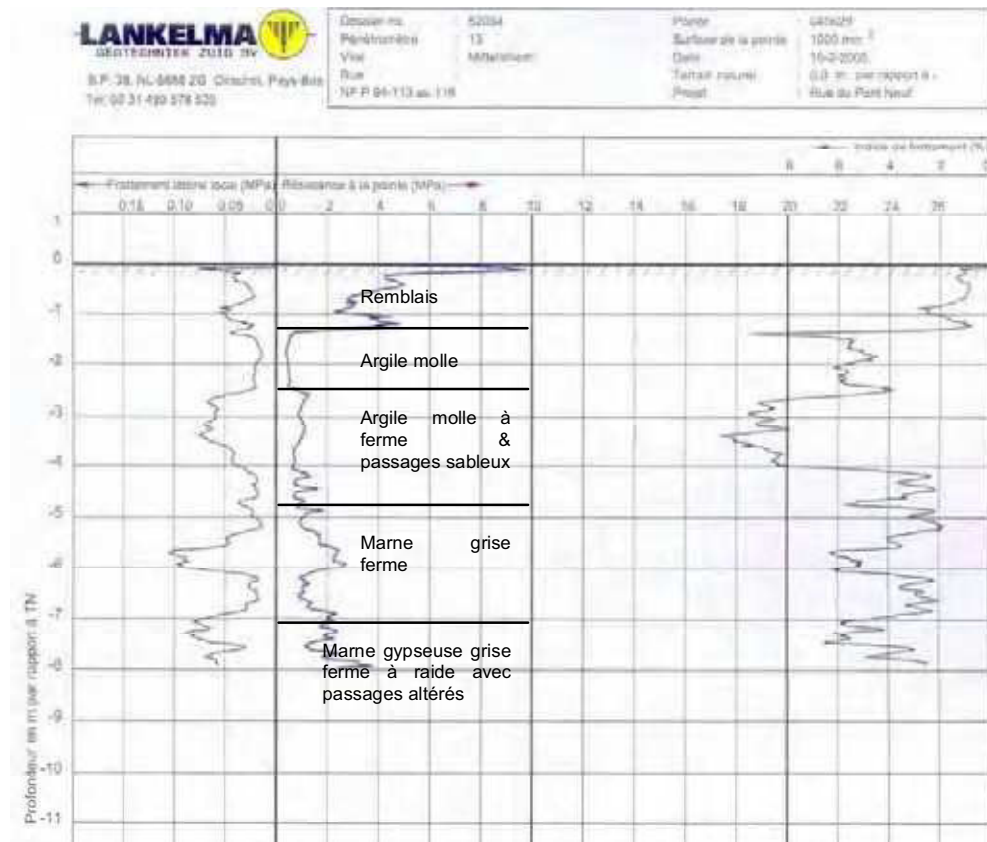

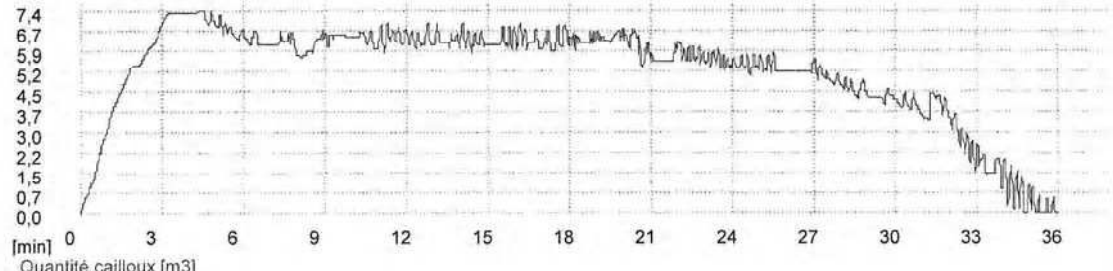
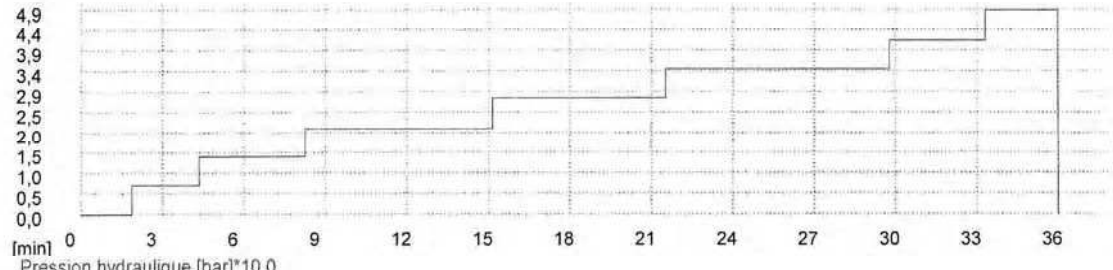
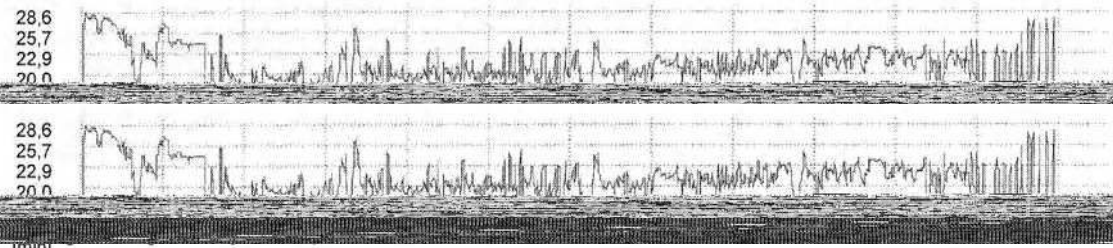


Figure 12 - CPT 13

ANNEXE 4

FICHES D'ENREGISTREMENT DES PARAMETRES DES COLONNES

Rapport de vibrocompaction					
Chantier: Thèse S. Corneille		Donneur d'ordre: DURMEYER - LAEGO - METL		N° de commande: 05/MGC/6/006	
Opérateur d'engin: J. Hurtaux			N° colonne: EE01		
Engin: BG12		Vibrateur: TR17		Date: 26 oct. 2005	
N° I:		N° I:		Alt. départ forage: m	
Matériau additif:		Granulométrie: mm		Profondeur de pénétration ... 7.43 m	
		Capacité de déplacem... %		Longueur colonne: 7.43 m	
		Densité: t/m3		Cons. matériau additif:	
Temps:				Volume non compacté: 3.5 m3	
Début pénétration: 05:34:57		Fin pénétration: 05:39:18		Poids: 6.30 t	
Début de compactage: 05:39:43		Fin de compactage: 09:32:05			
Temps de réalisat.: 03:57:08					
<p>Profondeur [m]</p>  <p>[min]</p> <p>Quantité cailloux [m3]</p>  <p>[min]</p> <p>Pression hydraulique [bar]*10,0</p>  <p>[min]</p>					
Profil du sol selon forage de sondage N°:					
Remarques					
Chef d'équipe/de chantier:			Donneur d'ordre:		

DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 1 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de la colonne EE01

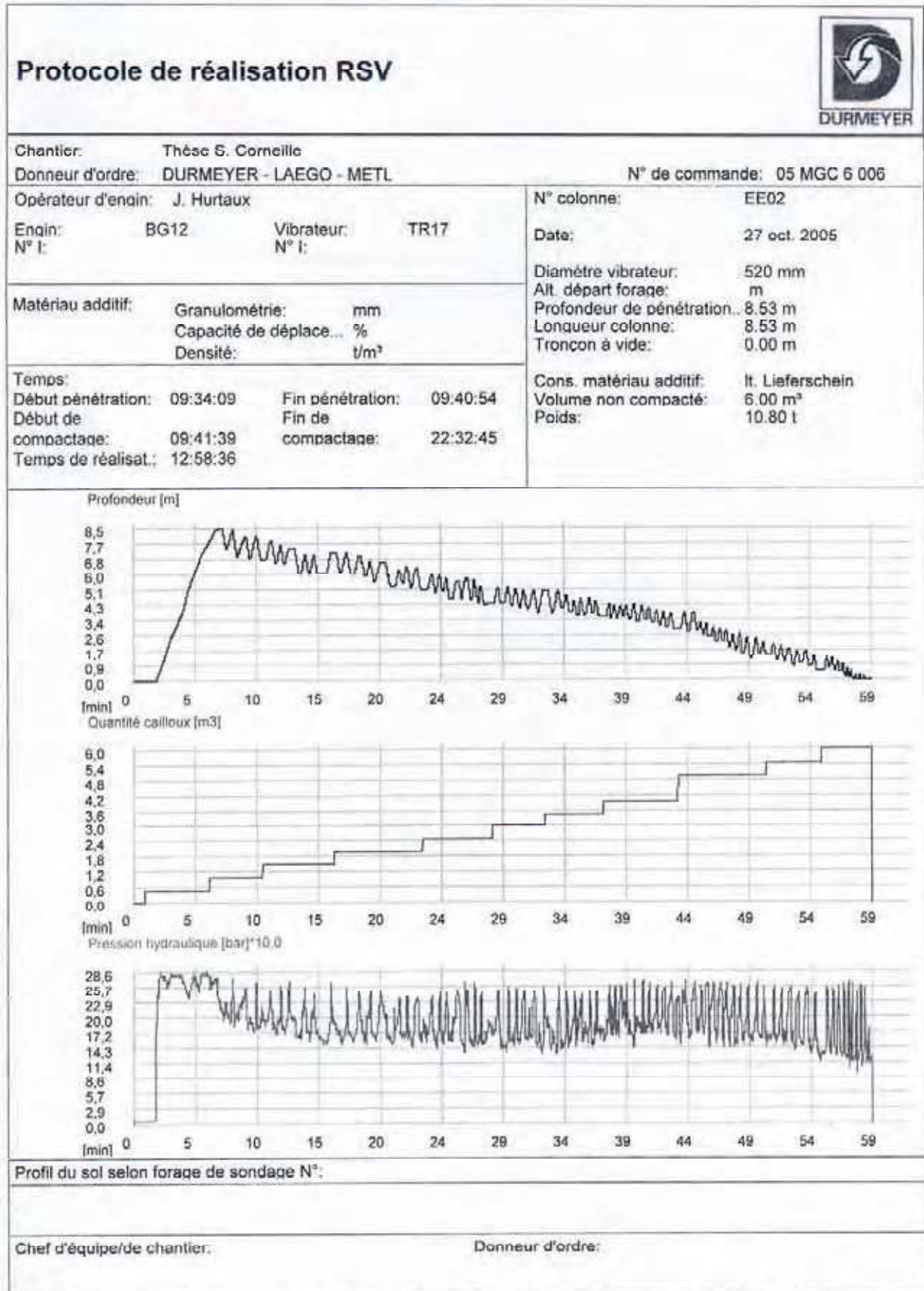

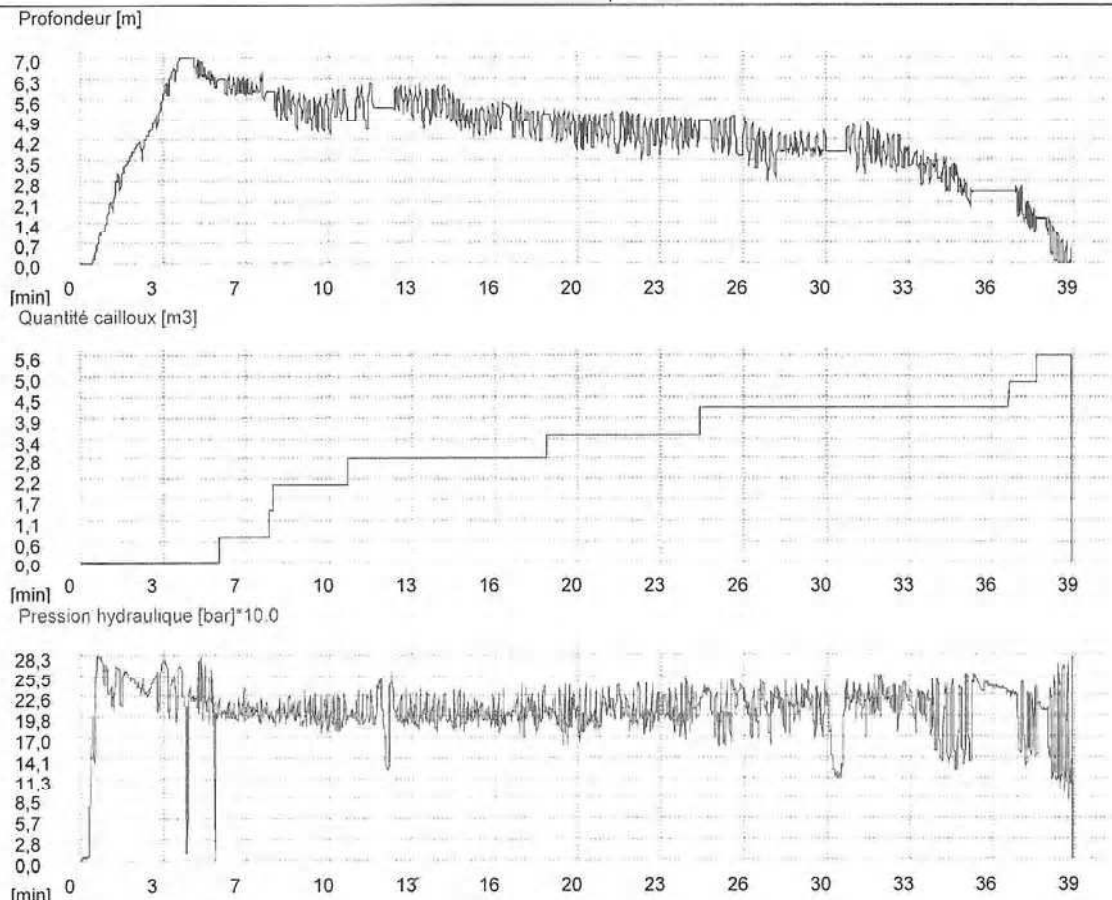


Figure 2 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de la colonne EE02

Rapport de vibrocompaction					
Chantier: Thèse S. Corneille		Donneur d'ordre: DURMEYER - LAEGO - METL		N° de commande: 05/MGC/6/006	
Opérateur d'engin: J. Hurtaux			N° colonne: EE03		
Engin: BG12		Vibrateur: TR17		Date: 27 oct. 2005	
Matériau additif:			Alt. départ forage: m		
Granulométrie: mm			Profondeur de pénétration ... 7.01 m		
Capacité de déplacem... %			Longueur colonne: 7.01 m		
Densité: t/m3			Cons. matériau additif:		
Temps:			Volume non compacté: 4 m3		
Début pénétration: 10:27:53		Fin pénétration: 10:31:54		Poids: 7.20 t	
Début de compactage: 10:32:35		Fin de compactage: 11:13:58			
Temps de réalisat.: 00:46:05					
 <p>The figure contains three vertically stacked line graphs sharing a common x-axis representing time in minutes from 0 to 39. The top graph plots depth in meters (Profondeur [m]) on the y-axis, ranging from 0.0 to 7.0. The depth increases from 0 at 0 minutes to approximately 7.0 meters by 5 minutes, then fluctuates between 5.0 and 7.0 meters until 36 minutes, before decreasing to 0. The middle graph plots the quantity of stones in cubic meters (Quantité cailloux [m3]) on the y-axis, ranging from 0.0 to 5.6. The quantity increases in a step-wise fashion, reaching approximately 5.6 m3 by 39 minutes. The bottom graph plots hydraulic pressure in bar multiplied by 10.0 (Pression hydraulique [bar]*10.0) on the y-axis, ranging from 0.0 to 28.3. The pressure fluctuates significantly between approximately 10 and 25 bar throughout the 39-minute period.</p>					
Profil du sol selon forage de sondage N°:					
Remarques					
Chef d'équipe/de chantier:			Donneur d'ordre:		

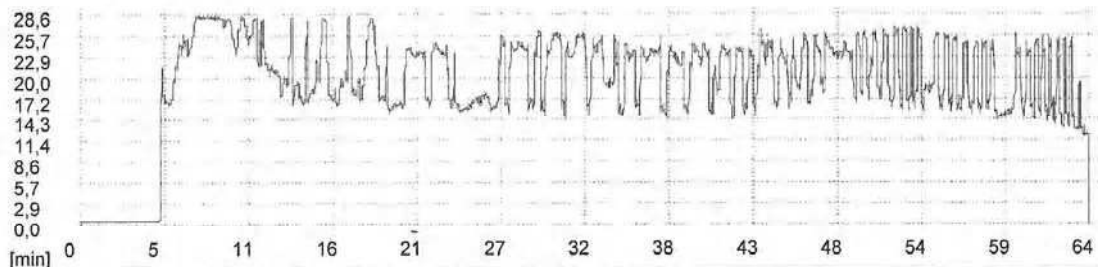
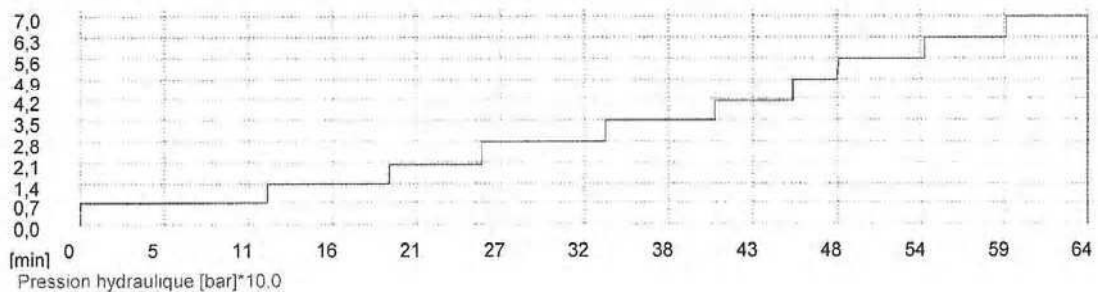
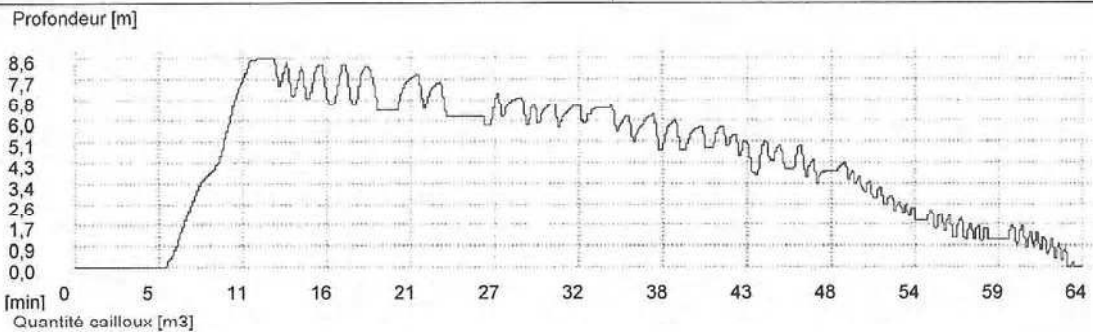
DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 3 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de la colonne EE03

Rapport de vibrocompaction



Chantier:	Thèse S. Corneille		N° de commande:	05/MGC/6/006	
Donneur d'ordre:	DURMEYER - LAEGO - METL				
Opérateur d'engin:	J. Hurtaux		N° colonne:	EE04	
Engin:	BG12	Vibrateur:	TR17	Date:	27 oct. 2005
N° I:		N° I:		Alt. départ forage:	m
				Profondeur de pénétration ...	8.55 m
				Longueur colonne:	8.55 m
Matériau additif:	Granulométrie:	20/31,5 mm			
Calcaire concassé	Capacité de déplacem...	%			
	Densité:	t/m3			
Temps:				Cons. matériau additif:	5.00 m3
Début pénétration:	11:20:21	Fin pénétration:	11:32:01	Volume non compacté:	9.00 t
Début de compactage:	11:33:32	Fin de compactage:	12:29:45		
Temps de réalisat.:	01:09:23				



Profil du sol selon forage de sondage N°:

Remarques


Chef d'équipe/de chantier:

Donneur d'ordre:

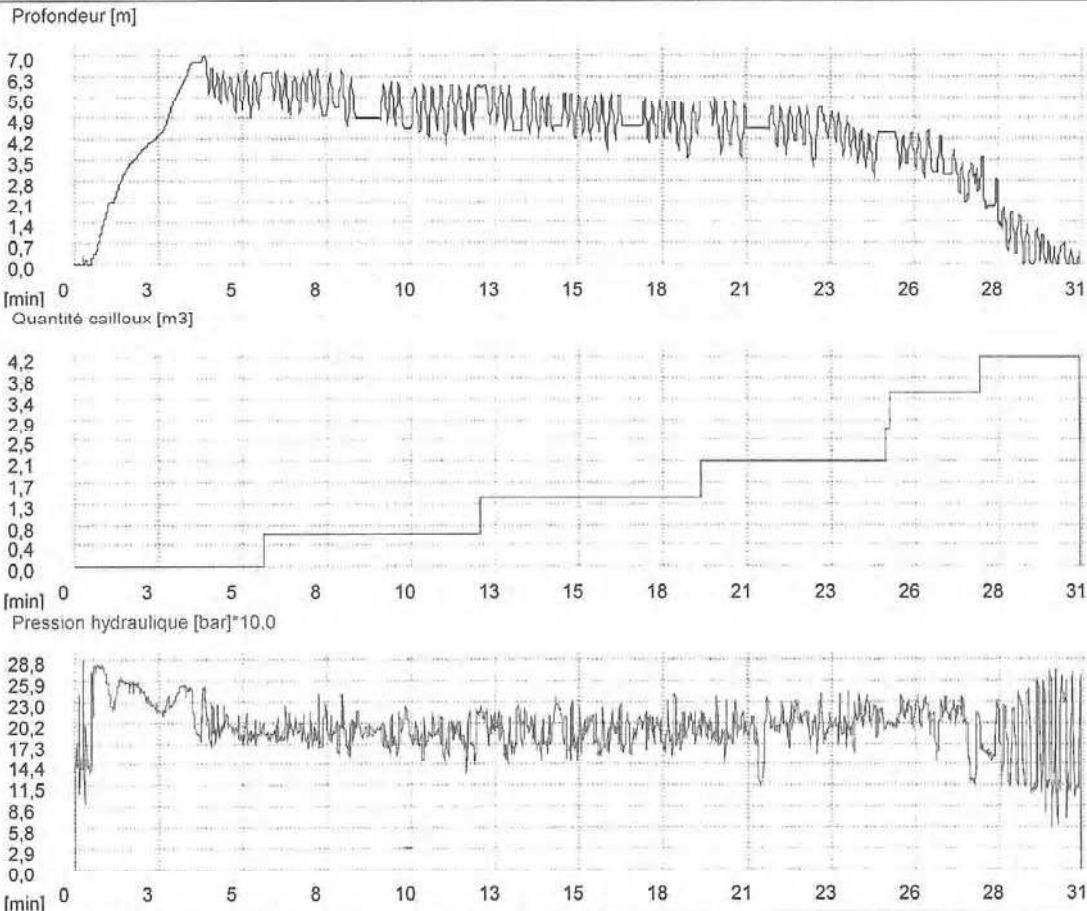
DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 4 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de la colonne EE04

Rapport de vibrocompaction



Chantier: Thèse S. Corneille		N° de commande: 05/MGC/6/006	
Donneur d'ordre: DURMEYER - LAEGO - METL			
Opérateur d'engin: J. Hurtaux		N° colonne: EE05	
Engin: BG12	Vibrateur: TR17	Date: 27 oct. 2005	
N° I:	N° I:	Alt. départ forage: m	
Matériau additif:		Profondeur de pénétration ... 7.01 m	
Granulométrie: mm		Longueur colonne: 7.01 m	
Capacité de déplacem... %		Cons. matériau additif:	
Densité: t/m3		Volume non compacté: 3 m3	
Temps:		Poids: 5.40 t	
Début pénétration: 02:23:37	Fin pénétration: 02:27:37		
Début de compactage: 02:27:49	Fin de compactage: 14:54:33		
Temps de réalisat.: 12:30:56			



The figure contains three vertically stacked line graphs sharing a common x-axis representing time in minutes from 0 to 31. The top graph shows 'Profondeur [m]' (depth) on the y-axis, starting at 0 and rising to approximately 7.0 m by 5 minutes, then fluctuating between 4.2 m and 7.0 m until 28 minutes, before decreasing. The middle graph shows 'Quantité cailloux [m3]' (quantity of stones) on the y-axis, which is a step function increasing from 0 to 4.2 m3 in increments over time. The bottom graph shows 'Pression hydraulique [bar]*10.0' (hydraulic pressure) on the y-axis, fluctuating between approximately 5.8 and 28.8 units throughout the 31-minute period.

Profil du sol selon forage de sondage N°:

Remarques

Chef d'équipe/de chantier: _____ Donneur d'ordre: _____

DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 5 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de la colonne EE05

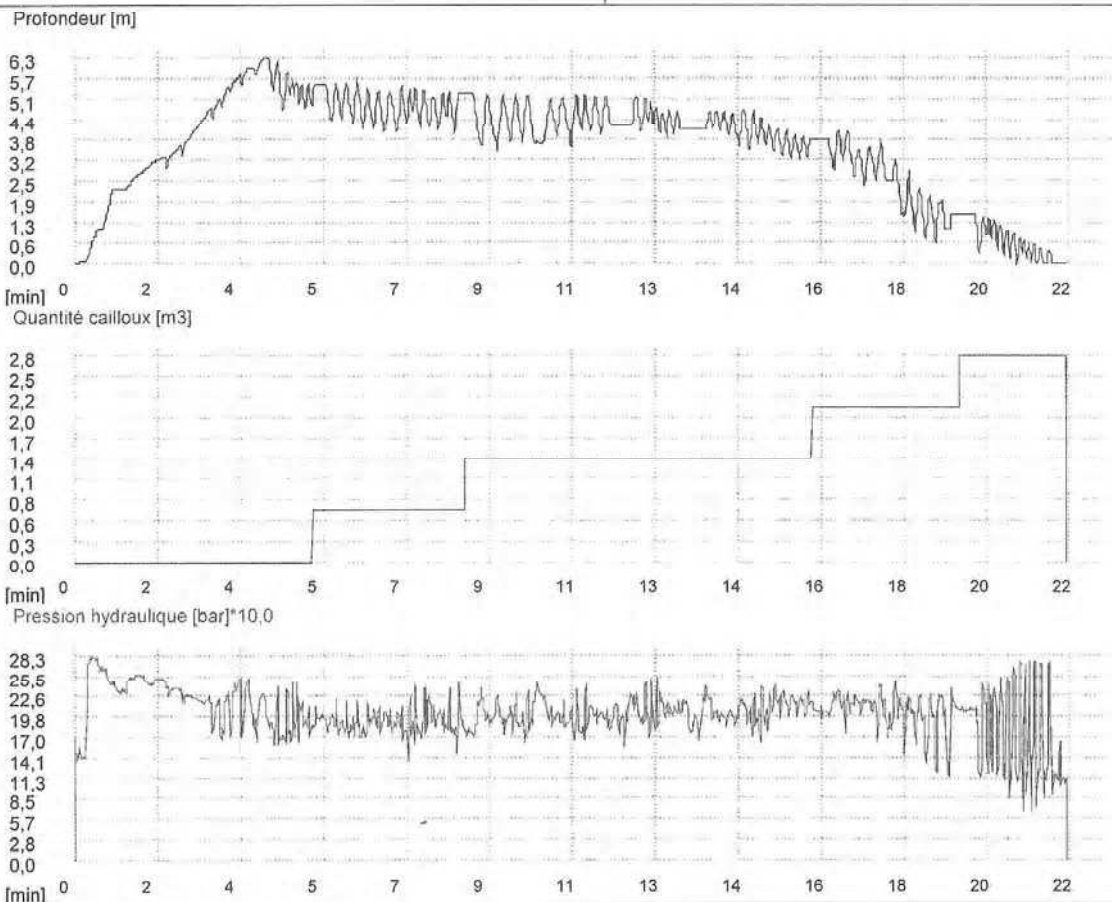
Sébastien CORNEILLE (2007)

258/290

Rapport de vibrocompaction



Chantier:	Thèse S. Corneille			N° de commande:	05/MGC/6/006
Donneur d'ordre:	DURMEYER - LAEGO - METL			N° colonne:	EE06
Opérateur d'engin:	J. Hurtaux			Date:	27 oct. 2005
Engin:	BG12	Vibrateur:	TR17	Alt. départ forage:	m
N° 1:		N° 1:		Profondeur de pénétration ...	6.32 m
Matériau additif:	Granulométrie:	mm		Longueur colonne:	6.32 m
	Capacité de déplacem...	%		Cons. matériau additif:	
	Densité:	t/m3		Volume non compacté:	2.80 m3
Temps:				Poids:	5.04 t
Début pénétration:	04:05:42	Fin pénétration:	04:09:49		
Début de compactage:	04:10:03	Fin de compactage:	16:21:41		
Temps de réalisat.:	13:15:59				



Profil du sol selon forage de sondage N°:

Remarques

Chef d'équipe/de chantier:

Donneur d'ordre:

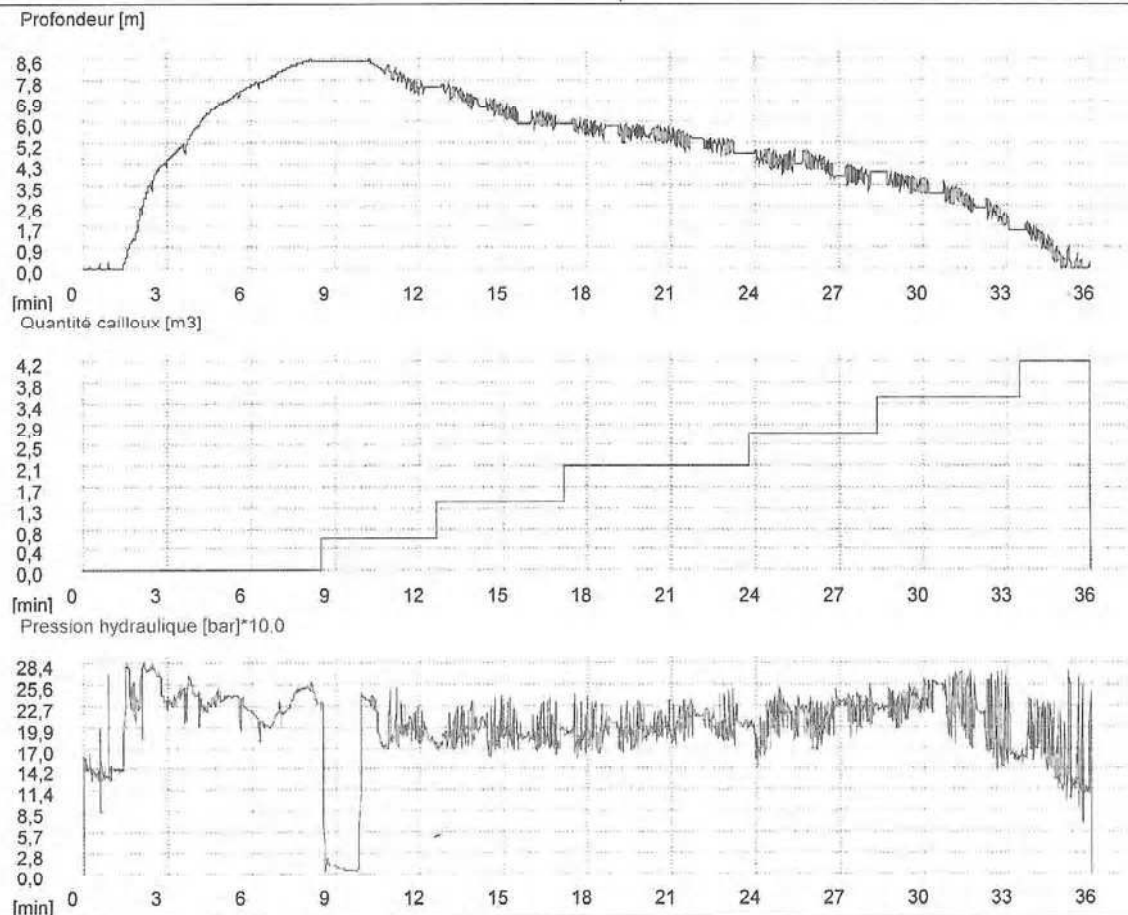
DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 6 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de la colonne EE06

Rapport de vibrocompaction



Chantier:	Thèse S. Corneille		N° de commande:	05/MGC/6/006	
Donneur d'ordre:	DURMEYER - LAEGO - METL				
Opérateur d'engin:	J. Hurtaux		N° colonne:	EE07	
Engin:	BG12	Vibrateur:	TR17	Date:	3 nov. 2005
N° I:		N° I:		Alt. départ forage:	m
				Profondeur de pénétration ...	8.64 m
				Longueur colonne:	8.64 m
Matériau additif:	Granulométrie:	mm		Cons. matériau additif:	
	Capacité de déplacem...	%		Volume non compacté:	3 m3
	Densité:	t/m3		Poids:	5.40 t
Temps:					
Début pénétration:	03:48:24	Fin pénétration:	03:56:36		
Début de compactage:	03:58:43	Fin de compactage:	16:53:12		
Temps de réalisat.:	13:04:48				



Profil du sol selon forage de sondage N°:

Remarques

Chef d'équipe/de chantier: _____ Donneur d'ordre: _____

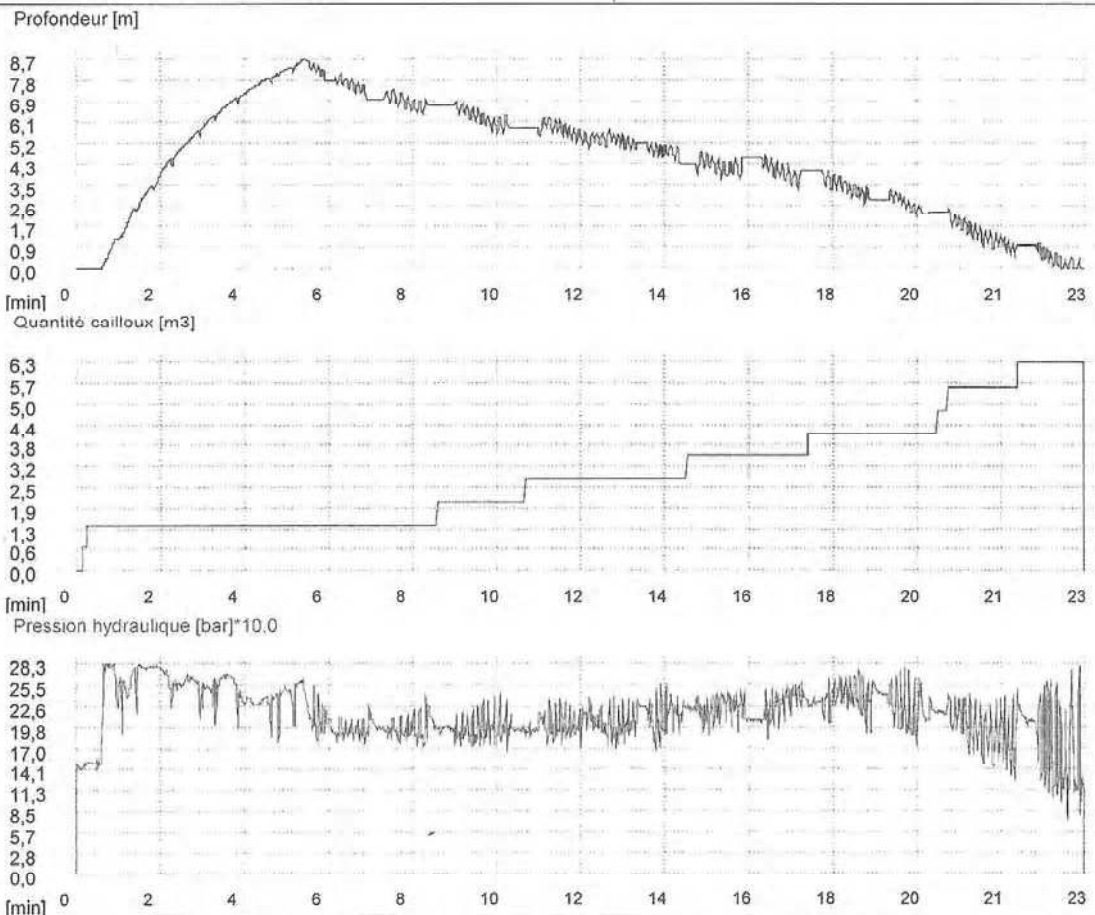
DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 7 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de la colonne EE07

Rapport de vibrocompaction



Chantier:	Thèse S. Corneille		N° de commande:	05/MGC/6/006	
Donneur d'ordre:	DURMEYER - LAEGO - METL				
Opérateur d'engin:	J. Hurtaux		N° colonne:	EE08	
Engin:	BG12	Vibrateur:	TR17	Date:	3 nov. 2005
N° I:		N° I:		Alt. départ forage:	m
				Profondeur de pénétration ...	8.66 m
				Longueur colonne:	8.66 m
Matériau additif:	Granulométrie:	mm		Cons. matériau additif:	
	Capacité de déplacem...	%		Volume non compacté:	4.5 m3
	Densité:	t/m3		Poids:	8.10 t
Temps:					
Début pénétration:	05:06:39	Fin pénétration:	05:11:56		
Début de compactage:	05:12:09	Fin de compactage:	17:30:06		
Temps de réalisat.:	12:23:27				



Profil du sol selon forage de sondage N°:

Remarques


Chef d'équipe/de chantier:

Donneur d'ordre:

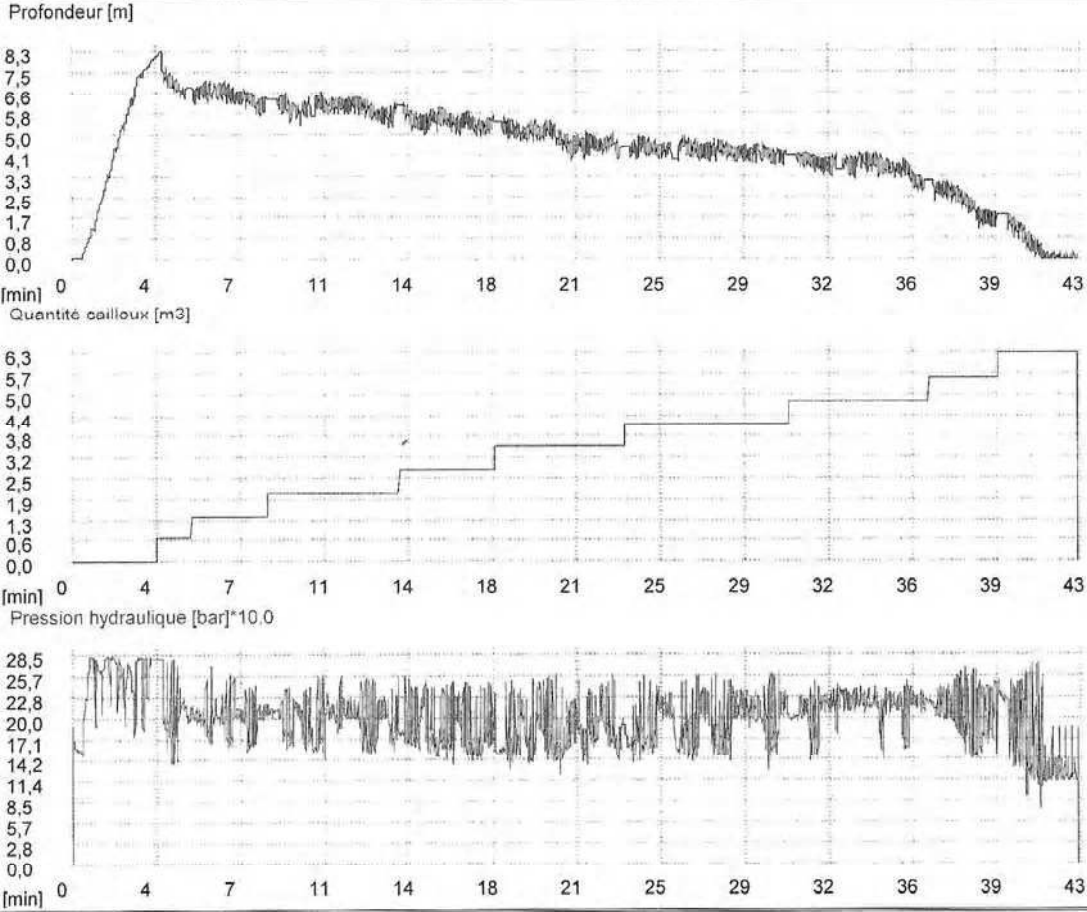
DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 8 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de la colonne EE08

Rapport de vibrocompaction



Chantier: Thèse S. Corneille		N° de commande: 05/MGC/6/006	
Donneur d'ordre: DURMEYER - LAEGO - METL			
Opérateur d'engin: J. Hurtaux		N° colonne: EC1b CB	
Engin: BG12	Vibrateur: TR17	Date: 7 nov. 2005	
N° I:	N° I:	Alt. départ forage: m	
Matériau additif: Granulométrie: mm Capacité de déplacem... % Densité: t/m3		Profondeur de pénétration ... 8.28 m	
		Longueur colonne: 8.28 m	
		Cons. matériau additif: 6.30 m3	
Temps:		Volume non compacté: 10.08 t	
Début pénétration: 14:23:50	Fin pénétration: 14:27:35		
Début de compactage: 14:27:50	Fin de compactage: 15:46:49		
Temps de réalisat.: 01:22:59			



The figure contains three vertically stacked line graphs sharing a common x-axis representing time in minutes from 0 to 43. The top graph shows 'Profondeur [m]' (Depth) on the y-axis, ranging from 0.0 to 8.3. The depth increases rapidly to about 7.5m by 4 minutes and then gradually decreases to 0.0m by 43 minutes. The middle graph shows 'Quantité cailloux [m3]' (Stone quantity) on the y-axis, ranging from 0.0 to 6.3. It is a step function that increases in discrete steps over time, reaching 6.3 m3 by 43 minutes. The bottom graph shows 'Pression hydraulique [bar]*10.0' (Hydraulic pressure) on the y-axis, ranging from 0.0 to 28.5. The pressure fluctuates significantly between approximately 10 and 25 units throughout the 43-minute period.

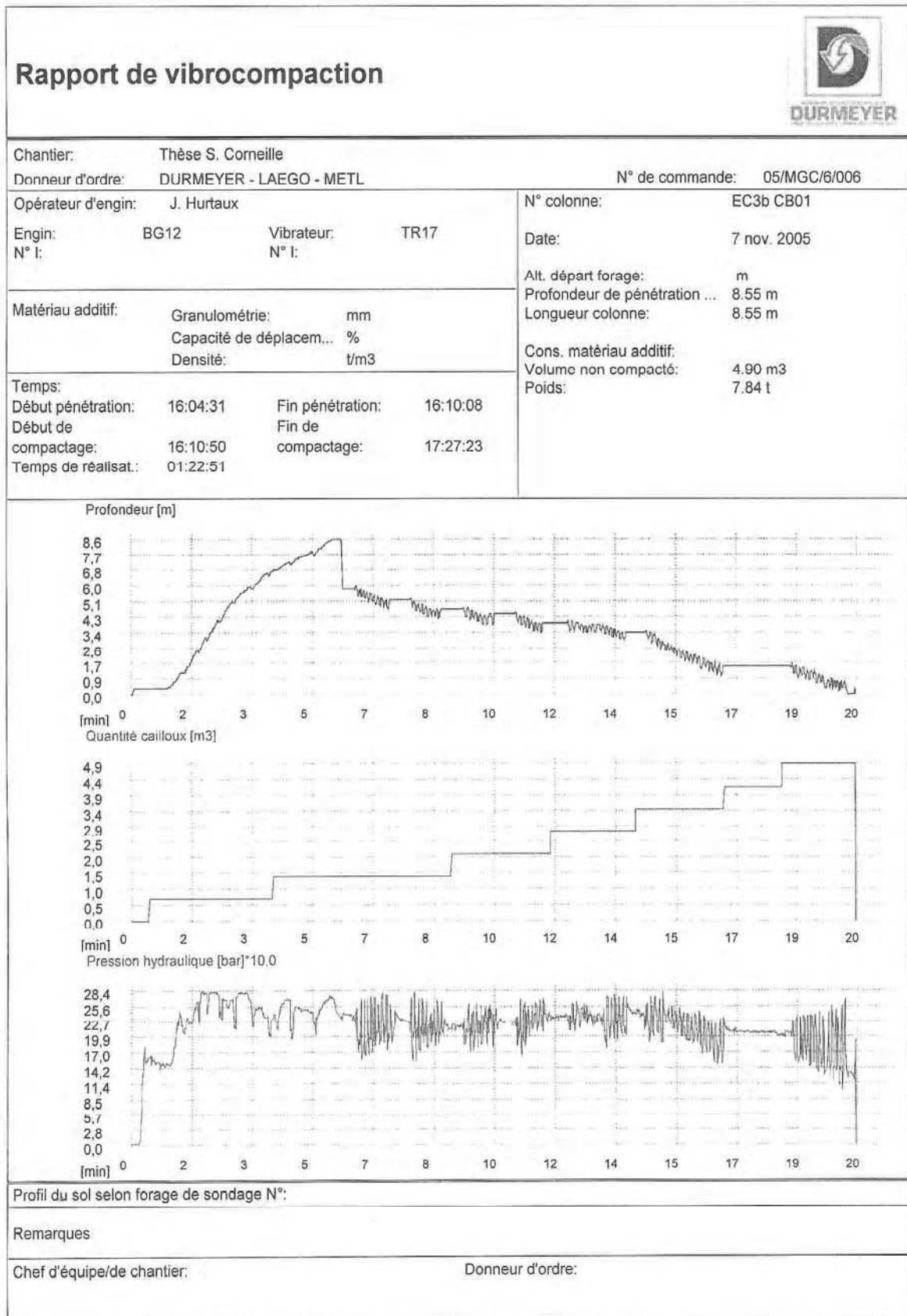
Profil du sol selon forage de sondage N°:

Remarques

Chef d'équipe/de chantier: _____ Donneur d'ordre: _____

DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 9 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de EC1 CB



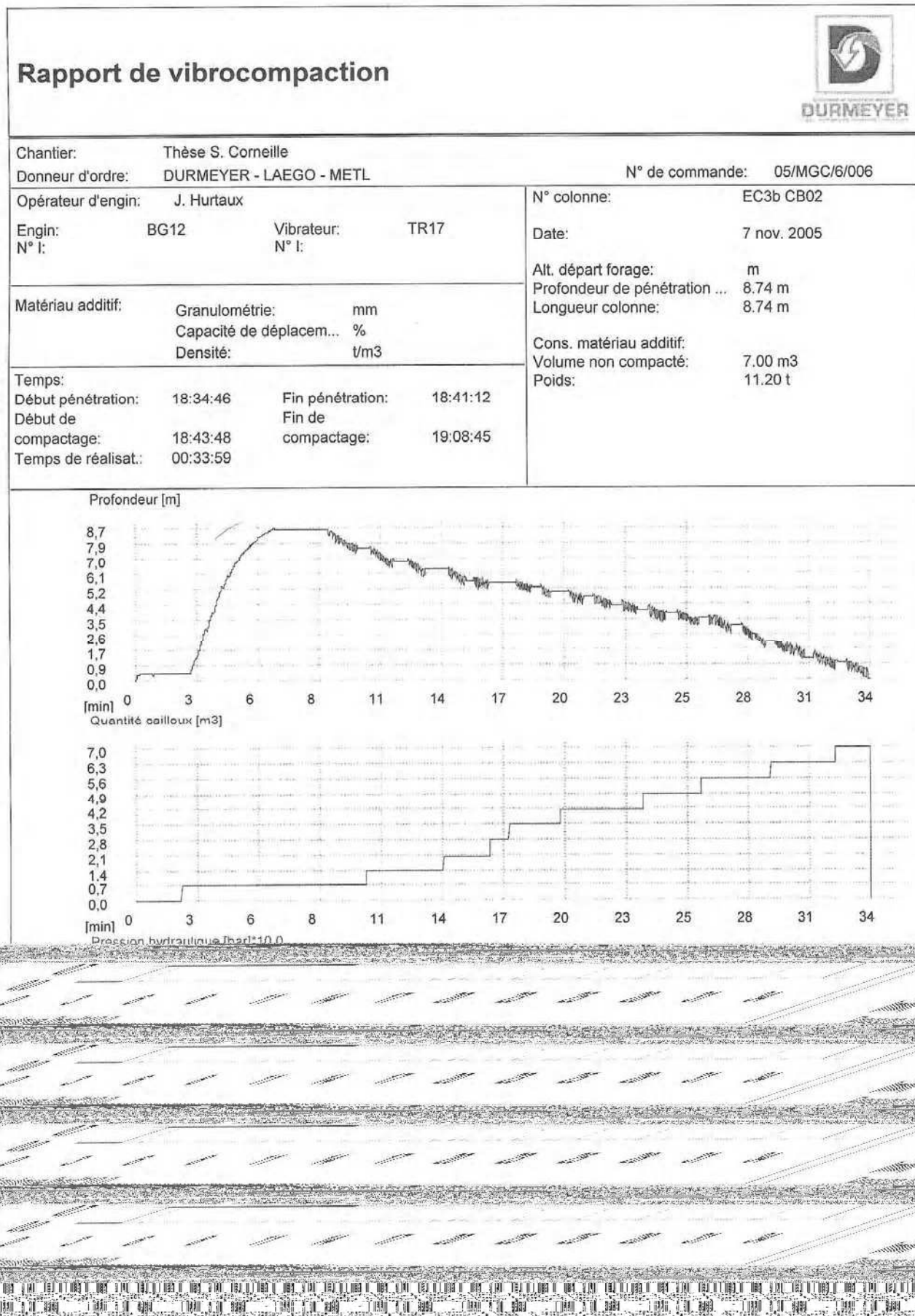

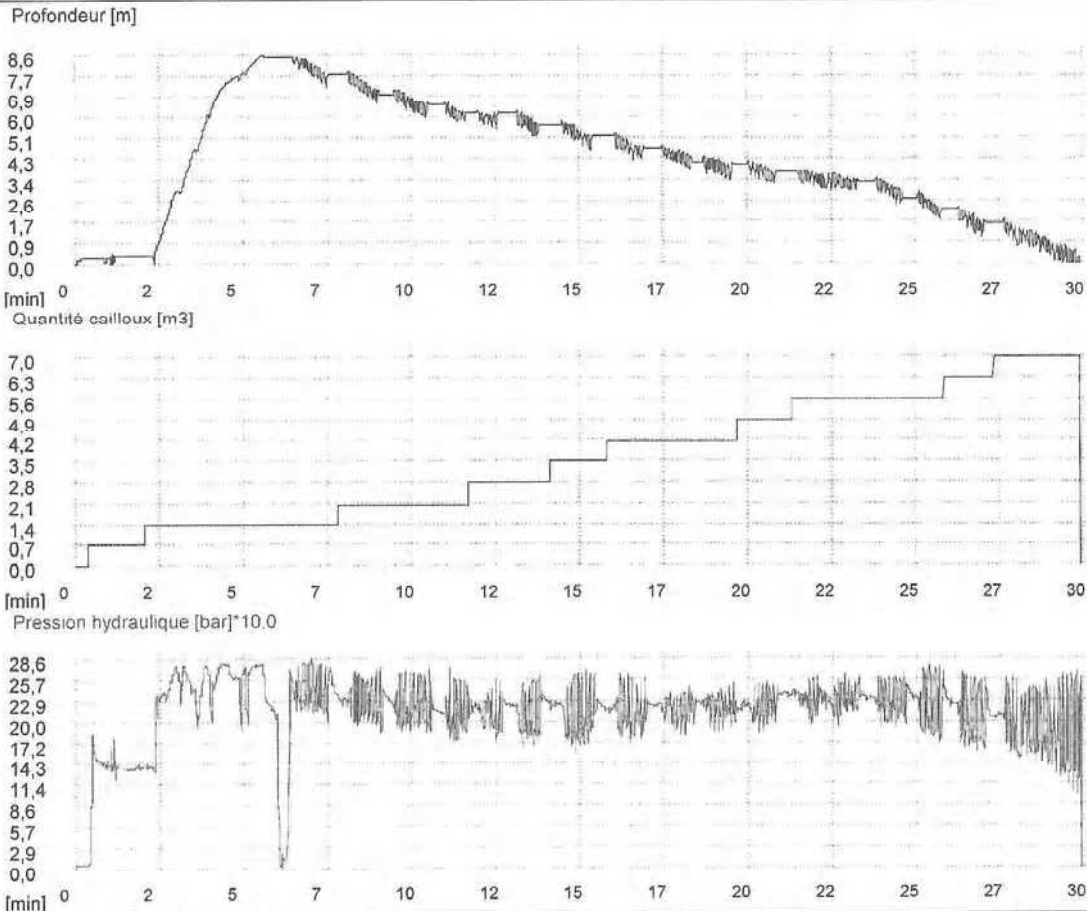


Figure 11 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de EC3 CB02

Rapport de vibrocompaction



Chantier: Thèse S. Corneille		N° de commande: 05/MGC/6/006	
Donneur d'ordre: DURMEYER - LAEGO - METL			
Opérateur d'engin: J. Hurtaux		N° colonne: EC3b CB03	
Engin: BG12	Vibrateur: TR17	Date: 7 nov. 2005	
N° I:	N° I:	Alt. départ forage: m	
Matériau additif:		Profondeur de pénétration ...: 8.57 m	
Granulométrie: mm	Capacité de déplacem... %	Longueur colonne: 8.57 m	
Densité: t/m3		Cons. matériau additif: 7.00 m3	
Temps:		Volume non compacté: 11.20 t	
Début pénétration: 19:32:19	Fin pénétration: 19:37:49		
Début de compactage: 19:38:52	Fin de compactage: 20:18:32		
Temps de réalisat.: 00:46:13			



The figure contains three vertically stacked line graphs sharing a common x-axis representing time in minutes from 0 to 30. The top graph plots 'Profondeur [m]' (depth) on the y-axis, showing a curve that rises to a peak of approximately 8.6m at 7 minutes and then gradually declines. The middle graph plots 'Quantité cailloux [m3]' (stone quantity) on the y-axis, showing a step-wise increasing function. The bottom graph plots 'Pression hydraulique [bar]*10.0' on the y-axis, showing a highly oscillatory signal that fluctuates between approximately 10 and 25 units.

Profil du sol selon forage de sondage N°:

Remarques

Chef d'équipe/de chantier: _____ Donneur d'ordre: _____

DURMEYER SAS - 57930 Mittersheim - Tél. 03 87 07 67 07 - www.durmeyer.fr

Figure 12 - Fiche d'enregistrement des paramètres de fonçage et de compactage de EC3 CB03

ANNEXE 5

CALCULS DE CAPACITE PORTANTE ET DE TASSEMENT

L'annexe 5 présente les calculs de capacité portante et de tassement des quatre semelles soumises à essai de chargement (semelle sur une colonne ballastée, semelle sur trois colonnes ballastées et les deux semelles sur le sol naturel). Les méthodes de calcul sont : la méthode pressiométrique (et Recommandations Colonnes Ballastées (2005)), pénétrométrique, œdométrique, et de Priebe (2003).

I. Méthode pressiométrique

I.1 Semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur sol non amélioré

Les calculs sont réalisés avec une semelle carré de 1,2 m de coté et de 0,5 m de hauteur, dont la base est située à 1,5 m de profondeur par rapport à la plate forme. La figure 1 présente la coupe schématique de la semelle et du sondage pressiométrique.

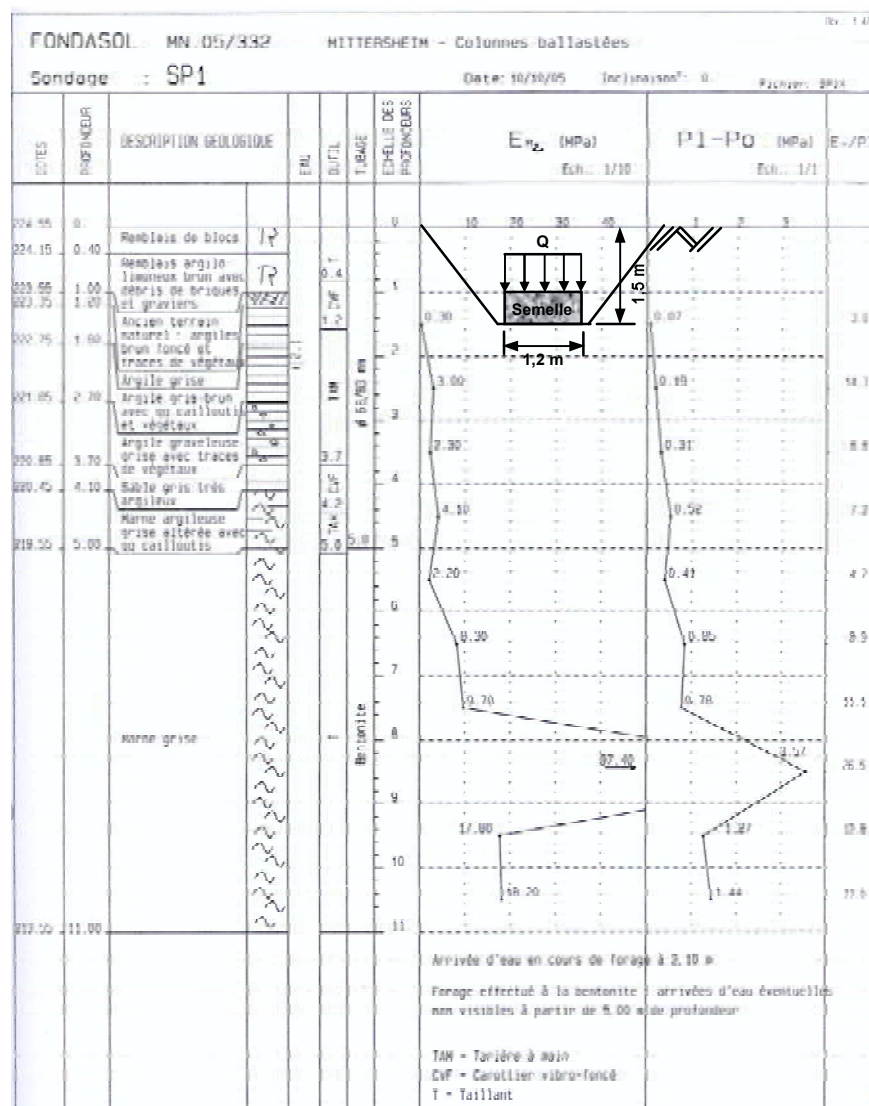


Figure 1 – Disposition de la semelle sur le sol non amélioré

Par ailleurs, la charge est considérée verticale et centrée, bien que le dispositif de chargement répartisse ensuite la charge.

Les notations utilisées dans les calculs sont les suivantes :

Symbole	Définition	Dimension
B	base de la semelle	[L]
B_0	dimension de référence égale à 0,6 m	[L]
D	profondeur d'encastrement de la semelle	[L]
D_e	hauteur d'encastrement équivalente	[L]
E_c	module pressiométrique équivalent dans la zone volumique	[M.L ⁻¹ .T ²]
E_d	module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique	[M.L ⁻¹ .T ²]
$i_{\delta\beta}$	coefficient relatif à l'influence de l'inclinaison de la charge et à la proximité d'un talus	[-]
k_p	facteur de portance pressiométrique	[-]
L_{sem}	largeur de la semelle	[L]
p_{le}^*	pression limite nette équivalente	[M.L ⁻¹ .T ²]
q_0'	contrainte effective verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux)	[M.L ⁻¹ .T ²]
q_{ref}'	contrainte de référence	[M.L ⁻¹ .T ²]
s_c	tassement volumique	[L]
s_d	tassement déviatorique	[L]
s_∞	tassement total	[L]
α	coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol et du temps	[-]
γ_q	coefficient de calcul aux Etats Limites Ultimes	[-]
λ_c	coefficient de forme	[-]
λ_d	coefficient de forme	[-]
σ_{v0}'	contrainte verticale effective avant travaux au niveau de la base de la fondation	[M.L ⁻¹ .T ²]

Compte tenu des indications énoncées ci-dessus, la contrainte ultime de rupture, notée q_u' , vaut :

$$q_u' = q_0' + k_p p_{le}^*$$

D'après la coupe lithologique du sondage pressiométrique SP1 (figure 1), nous considérons la pression limite nette équivalente telle que :

$$p_{le}^* = \sqrt[3]{0,07 \times 0,19 \times 0,31} = 0,16 \text{ MPa}$$

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est égale à :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz$$

$$D_e = \frac{1}{0,16}(1,5 \cdot 0,07) = 0,66 \text{ m}$$

Le facteur de portance pressiométrique k_p est calculé selon le type de sol en présence. D'après l'analyse des essais pressiométriques, la pression limite est inférieure à 0,7 MPa dans les 5 premiers mètres. Selon les règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (Fascicule n°62-Titre V) du Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, nous avons donc à faire à des « argiles et limons mous ». Le facteur de portance pressiométrique k_p est calculé selon la relation suivante :

$$k_p = 0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

avec $B = L = 1,2 \text{ m}$ et $D_e = 0,66 \text{ m}$ d'où $k_p = 0,91$.

Le calcul de la contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation après travaux q'_0 s'effectue en tenant compte du niveau de la nappe qui est à 2,1 m de profondeur par rapport à la plate-forme, donc :

$$q'_0 = Z_{\text{hors nappe}} \gamma_h$$

$$q'_0 = 1,5 \cdot 17 = 25,5 \text{ kPa} \approx 26 \text{ kPa}$$

La contrainte effective de rupture est donc égale à :

$$q'_u = q'_0 + k_p p_{le}^*$$

$$q'_u = 26 + 0,91 \cdot 160 \approx 172 \text{ kPa}$$

Les Etats Limites Ultimes (E.L.U.) de mobilisation de la capacité portante du sol sont vérifiés si la condition suivante est respectée :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

Avec :

$$\gamma_q = 2$$

$$i_{\delta\beta} = 1$$

$$q'_{ref} = \frac{Q_{\text{appliquée}}}{\text{surface}} = \frac{150}{1,44} = 104 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{2} (172 - 26) + 26 = 99 \text{ kPa}$$

Les valeurs de 104 et 99 kPa sont proches, ainsi, les ELU de mobilisation de la capacité portante du sol sont donc considérés comme vérifiés.

Le tassement total est calculé selon la formule suivante :

$$s_{\infty} = s_c + s_d$$

avec :

$$s_c = \frac{\alpha}{9.E_c} (q'_{ref} - \sigma'_{v0}) . \lambda_c . B$$

$$s_d = \frac{2}{9.E_d} (q'_{ref} - \sigma'_{v0}) . B_0 . (\lambda_d . \frac{B}{B_0})^\alpha$$

où

$$E_c = 0,55 MPa \text{ et } E_d = 1,46 MPa ;$$

Pour la majorité des couches, le rapport E_M/pl est inférieur à 9 (sauf à 2,5 m de profondeur), ainsi le coefficient rhéologique α est égal à 0,5 d'où :

$$s_c = \frac{\alpha}{9.0,55} (0,104 - 0,026) . 1,1 . 1,2 = 0,011 m .$$

$$s_d = \frac{2}{9.E_d} (q'_{ref} - \sigma'_{v0}) . B_0 . (\lambda_d . \frac{B}{B_0})^\alpha$$

D'où :

$$s_d = \frac{2}{9.1,46} (0,104 - 0,026) . 0,6 . (1,12 . \frac{1,2}{0,6})^\alpha = 0,01 m .$$

Il en résulte que pour la semelle considérée sur laquelle est appliquée une force verticale centrée de 150 kN, soit 104 kPa, les calculs règlementaires indiquent un tassement total d'environ 21 mm. Le tableau 1 présente les tassements calculés à l'ELS, à l'ELU ainsi qu'à 104 kPa.

Tableau 1 - Tassement en fonction de la contrainte à l'ELS, à l'ELU ou à 104 kPa

σ_v (kPa)	75	99	104
Dénomination de la charge	q_{ELS} déterminée par la méthode pressiométrique	q_{ELU} déterminée par la méthode pressiométrique	Charge correspondant à 150 kN appliqués pendant 77 jours lors de l'essai
s_c (mm)	7	10	11
s_d (mm)	7	10	10
s_∞ (mm)	14	20	21

1.2 Semelle de 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur sol non amélioré

Les calculs sont réalisés avec une semelle de 2,3 x 2,5 x 0,5 m de dimensions, dont la base est située à 1,5 m de profondeur par rapport à la plate forme (cf. figure 1).

La contrainte ultime de rupture, notée q'_u , vaut :

$$q'_u = q'_0 + k_p p_{ie}^*$$

D'après la coupe lithologique du sondage pressiométrique SP1 (figure 1), nous considérons la pression limite nette équivalente telle que :

$$p_{le}^* = \sqrt[4]{0,07 \times 0,19 \times 0,31 \times 0,52} = 0,215 \text{ MPa}$$

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est égale à :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz$$

$$D_e = \frac{1}{0,215} (1,5 \times 0,07) = 0,49 \text{ m}$$

Le facteur de portance pressiométrique k_p est calculé selon le type de sol en présence. D'après l'analyse des essais pressiométriques, la pression limite est inférieure à 0,7 MPa dans les 5 premiers mètres. Selon les règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (Fascicule n°62-Titre V) du Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, nous avons donc à faire à des « argiles et limons mous. Le facteur de portance pressiométrique k_p est calculé selon la relation suivante :

$$k_p = 0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

avec $B = 2,3 \text{ m}$, $L = 2,5 \text{ m}$ et $D_e = 0,49 \text{ m}$ d'où $k_p = 0,84$.

Le calcul de la contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation après travaux q'_0 s'effectue en tenant compte du niveau de la nappe qui est à 2,1 m de profondeur par rapport à la plate-forme, donc :

$$q'_0 = Z_{\text{hors nappe}} \gamma_h$$

$$q'_0 = 1,5 \cdot 17 = 25,5 \text{ kPa} \approx 26 \text{ kPa}$$

La contrainte effective de rupture est donc égale à :

$$q'_u = q'_0 + k_p p_{le}^*$$

$$q'_u = 26 + 0,84 \cdot 215 = 207 \text{ kPa}$$

Les Etats Limites Ultimes (E.L.U.) de mobilisation de la capacité portante du sol sont vérifiés si la condition suivante est respectée :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

Avec :

$$\gamma_q = 2$$

$$i_{\delta\beta} = 1$$

$$q'_{ref} = \frac{Q_{\text{appliquée}}}{\text{surface}} = \frac{525}{5,75} = 91 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{2} (207 - 26) + 26 = 117 \text{ kPa}$$

Les E.L.U. de mobilisation de la capacité portante du sol sont donc considérés comme vérifiés.

Le tassement total est calculé selon la formule suivante :

$$s_{\infty} = s_c + s_d$$

avec :

$$s_c = \frac{\alpha}{9.E_c} (q'_{ref} - \sigma'_{v0}) . \lambda_c . B$$

$$s_d = \frac{2}{9.E_d} (q'_{ref} - \sigma'_{v0}) . B_0 . (\lambda_d . \frac{B}{B_0})^\alpha$$

où :

$$E_c = 0,55 \text{ MPa} \text{ et } E_d = 1,4 \text{ MPa} ;$$

Pour la majorité des couches, le rapport E_M/pl est inférieur à 9 (sauf à 2,5 m de profondeur), ainsi le coefficient rhéologique α est égal à 0,5 d'où :

$$s_c = \frac{\alpha}{9.0,55} (0,091 - 0,026) . 1,1 . 2,4 = 0,017 \text{ m} .$$

$$s_d = \frac{2}{9.E_d} (q'_{ref} - \sigma'_{v0}) . B_0 . (\lambda_d . \frac{B}{B_0})^\alpha$$

D'où

$$s_d = \frac{2}{9.1,4} (0,091 - 0,026) . 0,6 . (1,12 . \frac{2,4}{0,6})^\alpha = 0,013 \text{ m} .$$

Il en résulte que pour la semelle considérée sur laquelle est appliquée une force verticale centrée de 525 kN, soit 91 kPa, les calculs règlementaires indiquent un tassement total compris entre 30 mm. Le tableau 2 présente les tassements calculés à l'ELS, à l'ELU ainsi qu'à 104 kPa.

Tableau 2 - Tassement en fonction de la contrainte à l'ELS, à l'ELU ou à 104 kPa

σ_v (kPa)	86	91	117
Dénomination de la charge	q_{ELS} déterminée par la méthode pressiométrique	Charge correspondant à 525 kN appliqués pendant 77 jours lors de l'essai	q_{ELU} déterminée par la méthode pressiométrique
s_c (mm)	13	17	24
s_d (mm)	10	13	18
s_{∞} (mm)	23	30	42

I.3 Semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur une colonne ballastée

Les calculs suivants sont réalisés à partir des Recommandations Colonnes Ballastées (2005).

Les notations utilisées pour les calculs sont présentées dans la liste suivante :

Symbole	Définition	Dimension
q_a	contrainte admissible dans la colonne à l'Etat Limite de Service	$[M.L^{-1}.T^2]$
q_r	contrainte de rupture de la colonne	$[M.L^{-1}.T^2]$

n_c	nombre de colonnes sous la semelle	[-]
S_{col}	section unitaire de la colonne à la profondeur considérée	[L ²]
S_s	section totale de la semelle	[L ²]
q_{ELS}	contrainte verticale à l'E.L.S. appliquée sur la semelle	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
q'_u	contrainte de rupture du sol sous charge centrée	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
k_s	raideur du sol	[L ⁻² M.T ⁻²]
w_{col}	tassement de la colonne	[L]
q_{col}	contrainte en tête de la colonne	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
β_{dif}	coefficient de diffusion des contraintes de la colonne vers le sol	[-]
H	hauteur sur laquelle est calculé le tassement	[L]
B	largeur de la base de la semelle	[L]
L_c	longueur de la colonne	[L]
E_{col}	module de Young du matériau constitutif de la colonne	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
k_c	raideur de la colonne	[L ⁻² M.T ⁻²]
k	raideur de l'ensemble sol/colonne	[L ⁻² M.T ⁻²]
w_{sf}	tassement final après traitement	[L]
q_s	contrainte sous la semelle après traitement	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]

Evaluation des contraintes et du tassement à l'ELS

La contrainte admissible dans la colonne à l'ELS, notée q_a , est égale à :

$$q_a = \text{Min}(0,8 \text{ MPa}; q_r / 2)$$

La colonne peut se rompre par expansion latérale sur une profondeur comprise entre 3 et 4 fois son diamètre moyen dans l'argile molle (0,88 m), soit jusqu'à une profondeur de 4 ou 5 m. Cependant, le calcul de la contrainte admissible sera effectué jusqu'à une profondeur de 3,5 m, là où les caractéristiques du sol sont les plus médiocres. La contrainte de rupture par expansion latérale, q_{re} , est déterminée par la relation :

$$q_{re} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_c}{2}\right) \times \sigma'_{h\max}$$

avec $\phi'_c = 40^\circ$ et $\sigma'_{h\max}$ est défini par la relation suivante :

$$\sigma'_{h\max} = \sqrt{0,07 \times 0,19} = 0,115 \text{ MPa}$$

$$q_{re} = 4,6 \times 0,115 = 0,53 \text{ MPa}$$

donc $q_a = 0,265 \text{ MPa}$.

Selon les Recommandations Colonnes Ballastées (2005) le calcul du tassement de l'ensemble sol colonne nécessite plusieurs étapes de calcul présentées ci-dessous.

Vérification de la capacité portante de l'ensemble sol/colonne par l'inéquation suivante :

$$n.S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n.S_{col}}{3} \right) \cdot q_u' > q_{ELS} \cdot S_s$$

avec :

$$n_c = 1 ;$$

$$S_{col} \approx 0,608 \text{ m}^2 ;$$

$$S_s = 1,44 \text{ m}^2 ;$$

$$q_{ELS} = 75 \text{ kPa} ;$$

$$q_u' = 172 \text{ kPa} ;$$

donc

$$n.S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n.S_{col}}{3} \right) \cdot q_u' = 1,0,608 \cdot 0,26 + \left(\frac{1,44 - 1,0,608}{3} \right) \cdot 0,172 = 208 \text{ kN}$$

$$\text{et } q_{ELS} \cdot S_s = 75 \cdot 1,44 \approx 108 \text{ kN}.$$

L'inéquation $n.S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n.S_{col}}{3} \right) \cdot q_u' > q_{ELS} \cdot S_s$ est donc vérifiée.

La raideur du sol, notée k_s , est déterminée par la relation suivante:

$$k_s = \frac{q_{ELS}}{s_t} = \frac{75}{0,014} \approx 5\,357 \text{ kN} / \text{m}^3.$$

Le calcul du tassement de la colonne est réalisé à l'aide de la relation $w_{col} = (\beta \cdot q_{col} \cdot H) / E_{col}$.

avec :

β_{dif} : coefficient de diffusion des contraintes de la colonne vers le sol, considéré égal à 1 (i.e. pas de diffusion) ;

$$q_{col} = 265 \text{ kPa} ;$$

$$H = \text{Min}(1,5 \cdot B; L_{col}), \text{ nous prendrons donc } H = 1,5 \cdot B = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ m}.$$

$$E_{col} = 69 \text{ MPa}.$$

$$\text{D'où } w_{col} = (1,0,265 \cdot 1,8) / 69 = 0,007 \text{ m}.$$

La raideur de la colonne est déduite de la formule suivante : $k_{col} = \frac{q_{col}}{w_{col}}$.

$$k_{col} = \frac{265}{0,007} = 37857 \text{ kN} / \text{m}^3.$$

La raideur k de l'ensemble semelle et colonne sur la hauteur considérée est déterminée par l'expression :

$$k \frac{k_s (S_s - n \cdot S_{col}) + (n \cdot k_{col} \cdot S_{col})}{B \cdot L} \frac{5357 \cdot (1,44 - 1,0 \cdot 0,608) + (1,37857 \cdot 0,608)}{1,2 \cdot 1,2} = 19079 \text{ kN/m}^3.$$

Les paramètres suivants peuvent ainsi être déduits :

* tassement final après traitement noté $w_{sf} = q_{ELS} / k = 75 / 19079 = 0,004 \text{ m}$.

* contrainte sous la semelle notée $q_s = w_{sf} \cdot k_s = 0,004 \cdot 5357 = 21 \text{ kPa}$.

* contrainte dans la colonne notée $q_{col} = w_{sf} \cdot k_{col} = 0,004 \cdot 37857 = 151 \text{ kPa}$.

Si ces contraintes permettent de rester dans le domaine de validité pseudo-élastique, alors les inéquations suivantes doivent être vérifiées :

$q_s < \text{limite du comportement élastique du sol, soit, } q_s < 75 \text{ kPa}$,

et $q_{col} < q_a$, soit $q_{col} < 265 \text{ kPa}$,

ce qui est le cas.

La diminution de tassement induite par la présence de la colonne serait de 0,01 m soit un facteur de réduction des tassements β de 3,5.

Il n'est pas possible de calculer le tassement pour d'autres valeurs de contraintes verticales qu'à l'ELS et à l'ELU car la contrainte dans la colonne n'est connue qu'à ces contraintes. Le tassement à 104 kPa a donc été déduit en supposant un facteur de réduction des tassements β égal à 4, comme cela est le cas à l'ELU. Le tableau 3 présente les tassements calculés à l'ELS, à l'ELU ainsi qu'à 104 kPa avec ou sans colonne.

Tableau 3 - Comparaison des tassements sans et avec une colonne

	σ_v (kPa)	75	99	104
	Dénomination de la charge	q_{ELS} déterminée par la méthode pressiométrique	q_{ELU} déterminée par la méthode pressiométrique	Charge correspondant à 150 kN appliqués pendant 77 jours lors de l'essai
Sans colonne	s_c (mm)	7	10	11
	s_d (mm)	7	10	10
	s_o (mm)	14	20	21
Avec colonne	w_{sf} (mm)	4	5	5 (supposé)
Facteur de réduction des tassements	$\beta = s_t / w_{sf}$	3,5	4	4 (supposé)

1.5 Semelle de 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur sol amélioré

La contrainte admissible dans la colonne à l'ELS, notée q_a , a été déterminée au paragraphe précédent et est égale à 265 kPa.

Selon les recommandations Recommandations Colonnes Ballastées (2005) le calcul du tassement de l'ensemble sol colonne nécessite plusieurs étapes de calcul présentées ci-dessous.

Vérification de la capacité portante de l'ensemble sol/colonne par l'inéquation suivante :

$$n.S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n.S_{col}}{3}\right) \cdot q_u' > q_{ELS} \cdot S_s$$

avec :

$$n_c = 3 ;$$

$$S_{col} = \frac{S_{col1} + S_{col2} + S_{col3}}{3} = \frac{0,554 + 0,608 + 0,554}{3} = 0,572 \text{ m}^2 ;$$

$$S_s = 5,75 \text{ m}^2 ;$$

$$q_{ELS} = 86 \text{ kPa} ;$$

$$q_u' = 207 \text{ kPa} ;$$

donc

$$n.S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n.S_{col}}{3}\right) \cdot q_u' = 3 \cdot 0,572 \cdot 0,26 + \left(\frac{5,75 - 3 \cdot 0,572}{3}\right) \cdot 0,207 = 724 \text{ kN}$$

$$\text{et } q_{ELS} \cdot S_s = 86 \cdot 5,75 \approx 495 \text{ kN}.$$

L'inéquation $n.S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n.S_{col}}{3}\right) \cdot q_u' > q_{ELS} \cdot S_s$ est donc vérifiée.

La raideur du sol, notée k_s , est déterminée par la relation suivante:

$$k_s = \frac{q_{ELS}}{s_t} = \frac{86}{0,023} \approx 3739 \text{ kN/m}^3.$$

Le calcul du tassement de la colonne est réalisé à l'aide de la relation $w_{col} = (\beta \cdot q_{col} \cdot H) / E_{col}$.

avec :

β_{dif} : coefficient de diffusion des contraintes de la colonne vers le sol, considéré égal à 1 (i.e. pas de diffusion) ;

$$q_{col} = 265 \text{ kPa} ;$$

$$H = \text{Min}(1,5 \cdot B ; L_{col}), \text{ nous prendrons donc } H = 1,5 \cdot B = 1,5 \cdot 2,4 = 3,6 \text{ m}.$$

$$E_{col} = 69 \text{ MPa}.$$

$$\text{D'où } w_{col} = (1 \cdot 0,265 \cdot 3,6) / 69 = 0,014 \text{ m}.$$

La raideur de la colonne est déduite de la formule suivante : $k_{col} = \frac{q_{col}}{w_{col}}$.

$$k_{col} = \frac{265}{0,014} = 18929 \text{ kN/m}^3.$$

La raideur k de l'ensemble semelle et colonne sur la hauteur considérée est déterminée par l'expression :

$$k \frac{k_s (S_s - n \cdot S_{col}) + (n \cdot k_{col} \cdot S_{col})}{B \cdot L} \frac{3739 \cdot (5,75 - 3 \cdot 0,572) + (3 \cdot 18929 \cdot 0,572)}{2,3 \times 2,5} = 8\,272 \text{ kN/m}^3.$$

Les paramètres suivants peuvent ainsi être déduits :

* tassement final après traitement noté $w_{sf} = q_{ELS} / k = 91 / 8272 = 0,011 \text{ m}$.

* contrainte sous la semelle notée $q_s = w_{sf} \cdot k_s = 0,011 \cdot 3739 = 41 \text{ kPa}$.

* contrainte dans la colonne notée $q_{col} = w_{sf} \cdot k_{col} = 0,011 \cdot 18929 = 208 \text{ kPa}$.

Si ces contraintes permettent de rester dans le domaine de validité pseudo-élastique, alors les inéquations suivantes doivent être vérifiées :

$q_s < \text{limite du comportement élastique du sol, soit, } q_s < 75 \text{ kPa}$,

et $q_{col} < q_a$, soit $q_{col} < 265 \text{ kPa}$,

ce qui est le cas.

La diminution de tassement induite par la présence de la colonne serait de 0,01 m soit un facteur de réduction des tassements β de 3,5. Le tableau 4 présente la comparaison des tassements avec ou sans colonnes dans le cas d'une semelle de dimensions 2,3 x 2,5 x 0,5 m.

Tableau 4 - Comparaison des tassements sans et avec trois colonnes

	σ_v (kPa)	86	117
	Dénomination de la charge	q_{ELS} déterminée par la méthode pressiométrique	q_{ELU} déterminée par la méthode pressiométrique (≈ 122 , charge maintenue pendant 77 jours)
Sans colonnes	s_c (mm)	13	24
	s_d (mm)	10	18
	s_{co} (mm)	23	42
Avec colonnes	w_{sf} (mm)	11	15
Facteur de réduction des tassements	$\beta = s_t / w_{sf}$	2,09	2,8

II. Méthode pénétrométrique

II.1 Semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur sol non amélioré

Les calculs sont réalisés avec une semelle carré de 1,2 m de côté et de 0,5 m de hauteur, dont la base est située à 1,5 m de profondeur par rapport à la plate forme. La figure 2 présente la coupe schématique de la semelle et du sondage de pénétration statique 3 (CPT 3).

Les notations utilisées dans les calculs sont les suivantes :

Symbole	Définition	Dimension
B	base de la semelle	[L]
D	profondeur d'encastrement de la semelle	[L]

$i_{\delta\beta}$	coefficient relatif à l'influence de l'inclinaison de la charge et à la proximité d'un talus	[-]
k_c	facteur de portance pénétrométrique	[-]
L	largeur de la semelle	[L]
q_0'	contrainte effective verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux)	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
q_{ref}'	contrainte de référence	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
q_{cc}	résistance de pointe écrêtée à 1,3. q_{cm}	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
q_{ce}	résistance de pointe équivalente	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
q_{cm}	résistance de pointe moyenne	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]
s_t	tassement total	[L]
α	coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol et du temps	[-]
γ_q	coefficient de calcul aux Etats Limites Ultimes	[-]
$\sigma_{v,0}'$	contrainte verticale effective avant travaux au niveau de la base de la fondation	[M.L ⁻¹ .T ⁻²]

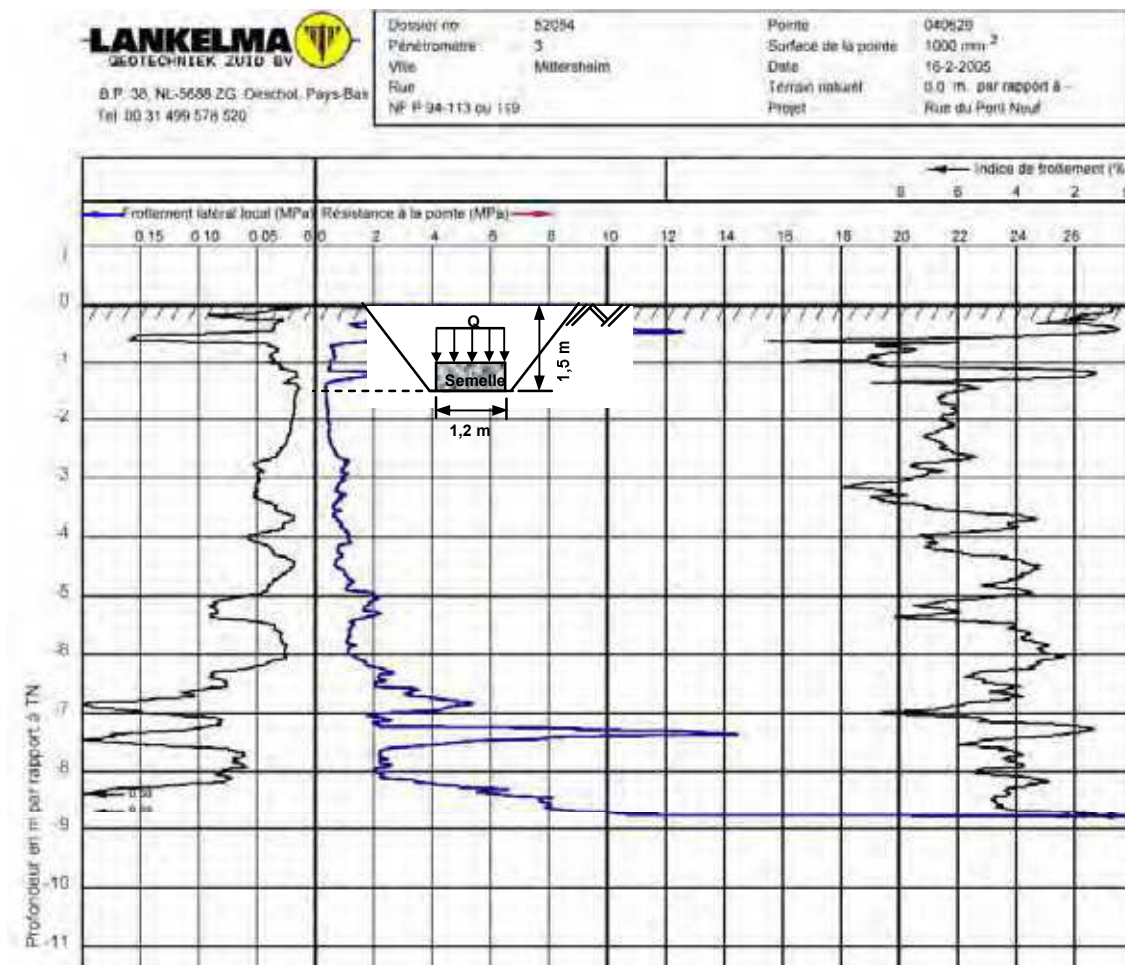


Figure 2 – Disposition de la semelle sur le sol non amélioré et profil du sondage de pénétration statique n°3

Compte tenu des indications énoncées ci-dessus, la contrainte ultime de rupture, notée q'_u , vaut

$$q'_u = q'_0 + k_c q_{ce}$$

avec q_{ce} (résistance de pointe équivalente) définie par la relation suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

dans laquelle q_{cc} est la résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3q_{cm}$ définie par la relation suivante :

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

avec :

$a = B/2$ car $B > 1$ m

$b = \min\{a, h\}$ où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

Dans notre cas, $a = 0,6$ m et $b = 0,5$ m, donc $3a + b = 2,3$, $D - b = 1,5 - 0,5 = 1$ et $D + 3a = 3,3$.

$q_{cm} = 0,52$ MPa et $1,33q_{cm} = 0,68$ MPa. Après écrêtage de q_c à $0,68$ MPa, la résistance de pointe équivalente est égale à :

$$q_{ce} = 0,27 \text{ MPa}$$

Le calcul de la contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation après travaux q'_0 s'effectue en tenant compte du niveau de la nappe qui est à $2,1$ m de profondeur par rapport à la plate-forme, donc :

$$q'_0 = Z_{\text{hors nappe}} \gamma_h$$

$$q'_0 = 1,5 \cdot 17 = 25,5 \text{ kPa} \approx 26 \text{ kPa}$$

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est égale à :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz$$

$$D_e = 0,37/0,27 = 1,37$$

Selon le Fascicule 62-V (1993), le facteur de portance pénétrométrique k_c est déterminé par la relation suivante :

$$k_c = 0,32 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

avec, $B = L = 1,2$ m et $D_e = 1,37$ m, d'où $k_c = 0,45$

Il en résulte que la contrainte ultime de rupture q'_u est égale à :

$$q'_u = q'_0 + k_c q_{ce} = 26 + 0,45 \times 270 = 148 \text{ kPa.}$$

Les Etats Limites Ultimes (E.L.U.) de mobilisation de la capacité portante du sol sont vérifiés si la condition suivante est respectée :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

Avec :

$$\gamma_q = 2$$

$$i_{\delta\beta} = 1$$

$$q'_{ref} = \frac{Q_{appliquée}}{surface} = \frac{150}{1,44} = 104 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{2} (148 - 26) + 26 = 87 \text{ kPa}$$

Les E.L.U. de mobilisation de la capacité portante du sol ne sont donc pas vérifiés dans le cas du calcul par la méthode pénétrométrique alors qu'ils le sont par la méthode pressiométrique.

Le calcul du tassement par la méthode pénétrométrique est plus délicat que par la méthode pressiométrique, en effet, l'estimation de la compressibilité des sols fins cohérents par la résistance à la pointe n'est qu'approximative.

Le tassement s est estimé en utilisant les coefficients de compressibilité m_v définies par la relation suivante :

$$m_v = \frac{1}{\alpha q_c} \frac{1}{E_{\text{œd}}}$$

$$s = \sum_{i=1}^n m_v \cdot \Delta p \cdot h$$

avec :

Δp : contrainte verticale moyenne (sous la fondation) appliquée à la couche et déterminée à partir de la théorie de Boussinesq.

h : hauteur de la couche considérée.

Par ailleurs, la valeur de α varie en fonction du type de sol ainsi que de sa résistance de pointe q_c . A partir du CPT n°3 et de l'ensemble des éléments explicités ci-dessus, nous avons déterminé les tableaux 5 à 7 (tassements à 104, 87 et 67 kPa).

Tableau 5 - Calcul du tassement de la semelle sans amélioration par la méthode pénétrométrique, pour une charge de 104 kPa.

Profondeur (m)	Type de sol	α	z_{inf}/B	$\Delta\sigma_z$	Δp (kPa)	q_c (MPa)	m_v	s (mm)
1,5 à 2,5	Limon argileux	5	2,1	0,1	57,2	0,44	0,45	25,7
2,5 à 5	Argile		4,2	0,03	6,8	0,9	0,22	3,7
5 à 8	Marne		6,7	0,012	2,2	2,86	0,07	0,5

Le tassement total de la semelle pour l'application d'une contrainte de 104 kPa est égale à :

$$s = 25,7 + 3,7 + 0,5 \approx 30 \text{ mm}$$

Tableau 6 - Calcul du tassement de la semelle sans amélioration par la méthode pénétrométrique, pour une charge de 87 kPa.

Profondeur (m)	Type de sol	α	z_{inf}/B	$\Delta\sigma_z$	Δp (kPa)	q_c (MPa)	m_v	s (mm)
1,5 à 2,5	Limon argileux	5	2,1	0,1	47,9	0,44	0,45	21,5
2,5 à 5	Argile		4,2	0,03	5,7	0,9	0,22	3,1
5 à 8	Marne		6,7	0,012	1,8	2,86	0,07	0,4

Le tassement total de la semelle pour l'application d'une contrainte de 87 kPa est égale à :

$$s = 21,5 + 3,1 + 0,4 \approx 25 \text{ mm}$$

Tableau 7 - Calcul du tassement de la semelle sans amélioration par la méthode pénétrométrique, pour une charge de 67 kPa.

Profondeur (m)	Type de sol	α	z_{inf}/B	$\Delta\sigma_z$	Δp (kPa)	q_c (MPa)	m_v	s (mm)
1,5 à 2,5	Limon argileux	5	2,1	0,1	37	0,44	0,45	16,7
2,5 à 5	Argile		4,2	0,03	4,4	0,9	0,22	1,4
5 à 8	Marne		6,7	0,012	1,4	2,86	0,07	0,3

Le tassement total de la semelle pour l'application d'une contrainte de 67 kPa est égale à :

$$s = 16,7 + 1,4 + 0,3 \approx 18,4 \text{ mm}$$

II.2 Semelle de 2,5 x 2,3 x 0,5 m, sur le sol non amélioré

Les calculs sont réalisés avec une semelle de dimensions 2,5 x 2,3 x 0,5 m, dont la base est située à 1,5 m de profondeur par rapport à la plate forme. La figure 3 présente la coupe schématique de la semelle et du sondage de pénétration statique 1 (CPT 1).

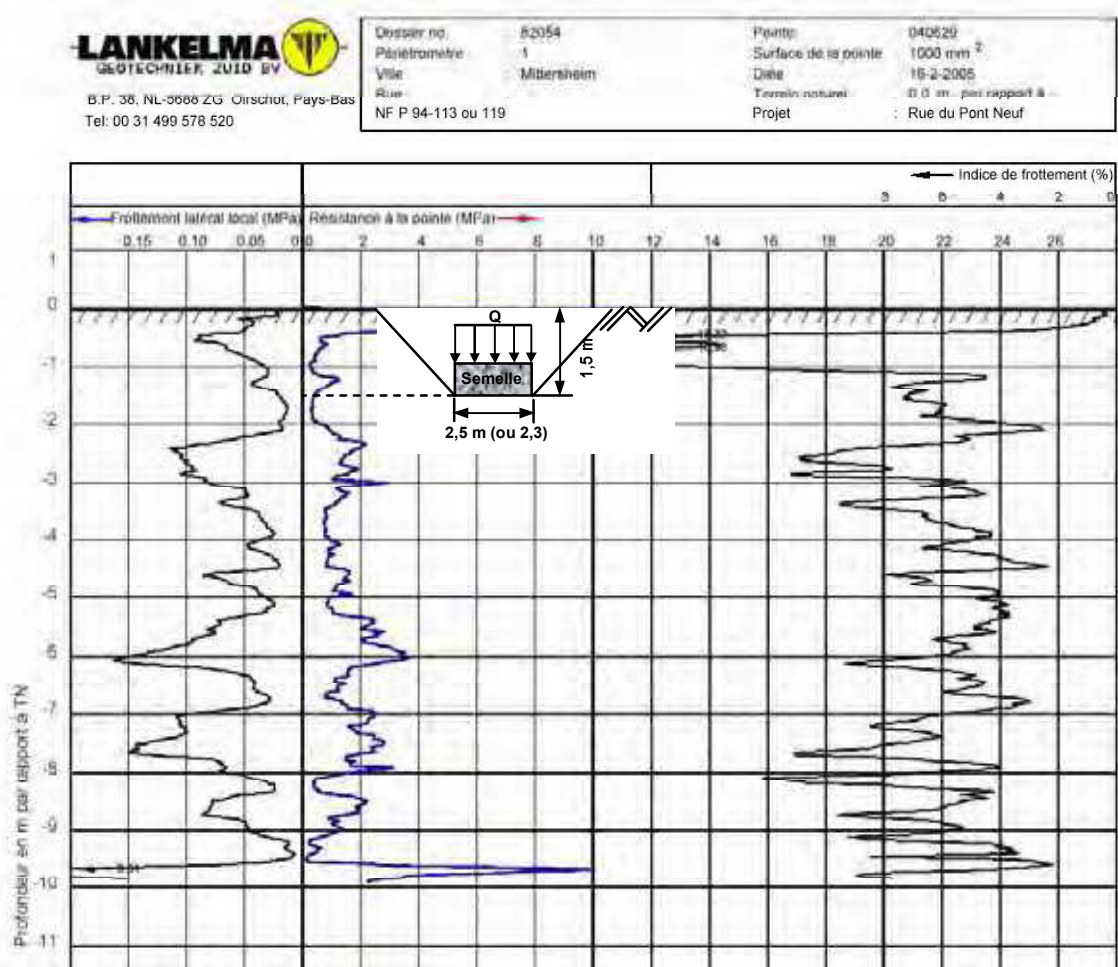


Figure 3 - Disposition de la semelle sur le sol non amélioré et profil du sondage de pénétration statique n°1

La contrainte ultime de rupture, notée q_u' est définie par la relation suivante :

$$q_u' = q_0' + k_c q_{ce}$$

avec q_{ce} (résistance de pointe équivalente) définie par la relation suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

dans laquelle q_{cc} est la résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3q_{cm}$ définie par la relation suivante :

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

avec :

$$a = B/2 \text{ car } B > 1 \text{ m}$$

$$b = \min\{a, h\} \text{ où } h \text{ est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.}$$

Dans notre cas, $a = 1,2 \text{ m}$ et $b = 0,5 \text{ m}$, donc $3a + b = 3.1,2 + 0,5 = 4,1 \text{ m}$, $D - b = 1,5 - 0,5 = 1$ et $D + 3a = 1,5 + 3.1,2 = 5,1$.

$q_{cm} = 1,06 \text{ MPa}$ et $1,3q_{cm} = 1,38 \text{ MPa}$. Après écrêtage de q_c à $1,38 \text{ MPa}$, la résistance de pointe équivalente q_{ce} est égale à $0,63 \text{ MPa}$.

Le calcul de la contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation après travaux q'_0 s'effectue en tenant compte du niveau de la nappe qui est à 2,1 m de profondeur par rapport à la plate forme, donc :

$$q'_0 = Z_{\text{hors nappe}} \gamma_h$$

$$q'_0 = 1,5 \cdot 17 = 25,5 \text{ kPa} \approx 26 \text{ kPa}$$

Selon le Fascicule 62-V (1993), le facteur de portance pénétrométrique k_c est égal à 0,59.

Il en résulte que la contrainte ultime de rupture q'_u est égale à :

$$q'_u = q'_0 + k_c q_{ce} = 26 + 0,59 \times 630 = 398 \text{ kPa.}$$

Les Etats Limites Ultimes (E.L.U.) de mobilisation de la capacité portante du sol sont vérifiés si la condition suivante est respectée :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

avec :

$$\gamma_q = 2$$

$$i_{\delta\beta} = 1$$

$$q'_{ref} = \frac{Q_{\text{appliquée}}}{\text{surface}} = \frac{525}{5,75} = 91 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{2} (398 - 26) + 26 = 212 \text{ kPa}$$

Les E.L.U. de mobilisation de la capacité portante du sol sont donc considérés comme vérifiés.

Le calcul du tassement par la méthode pénétrométrique est plus délicat que par la méthode pressiométrique, en effet, la l'estimation de la compressibilité des sols fins cohérents par la résistance à la pointe n'est qu'approximative.

Le tassement s est estimé en utilisant les coefficients de compressibilité m_v définies par la relation suivante :

$$m_v = \frac{1}{\alpha q_c} = \frac{1}{E_{\text{ed}}}$$

$$s = \sum_{i=1}^n m_v \cdot \Delta p \cdot h$$

avec :

Δp : contrainte verticale moyenne (sous la fondation) appliquée à la couche et déterminée à partir de la théorie de Boussinesq.

h : hauteur de la couche considérée.

Par ailleurs, la valeur de α varie en fonction du type de sol ainsi que de sa résistance de pointe q_c . A partir du CPT n°3 et de l'ensemble des éléments explicités ci-dessus, nous avons déterminé les tableaux 8 à 10 suivants (tassements à 91, 150 et 212 kPa).

Tableau 8 - Calcul du tassement de la semelle sans amélioration par la méthode pénétrométrique, charge de 91 kPa.

Profondeur (m)	Type de sol	α	z_{inf}/B	$\Delta\sigma_z$	Δp (kPa)	q_c (MPa)	m_v	s (mm)
1,5 à 2	Limon argileux	5	1,2	0,3	60	0,36	0,55	16,5
2 à 5,3	Argile		2,2	0,1	18	1,24	0,16	9,5
5,3 à 8	Marne		4,1	0,03	6	1,84	0,11	1,8

Le tassement total de la semelle pour l'application d'une contrainte de 91 kPa est égale à :

$$s = 16,5 + 9,5 + 1,8 \approx 28 \text{ mm}$$

Tableau 9 - Calcul du tassement de la semelle sans amélioration par la méthode pénétrométrique, charge de 150 kPa.

Profondeur (m)	Type de sol	α	z_{inf}/B	$\Delta\sigma_z$	Δp (kPa)	q_c (MPa)	m_v	s (mm)
1,5 à 2	Limon argileux	5	1,2	0,3	97,5	0,36	0,55	26,8
2 à 5,3	Argile		2,2	0,1	30	1,24	0,16	15,8
5,3 à 8	Marne		4,1	0,03	9,8	1,84	0,11	2,9

Le tassement total de la semelle pour l'application d'une contrainte de 150 kPa est égale à :

$$s = 26,8 + 15,8 + 2,9 \approx 45,5 \text{ mm}$$

Tableau 10 - Calcul du tassement de la semelle sans amélioration par la méthode pénétrométrique, charge de 212 kPa.

Profondeur (m)	Type de sol	α	z_{inf}/B	$\Delta\sigma_z$	Δp (kPa)	q_c (MPa)	m_v	s (mm)
1,5 à 2	Limon argileux	5	1,2	0,3	137,8	0,36	0,55	37,8
2 à 5,3	Argile		2,2	0,1	42,4	1,24	0,16	22,4
5,3 à 8	Marne		4,1	0,03	13,8	1,84	0,11	4,1

Le tassement total de la semelle pour l'application d'une contrainte de 212 kPa est égale à :

$$s = 37,8 + 22,4 + 4,1 \approx 64,3 \text{ mm}$$

III. Méthode œdométrique

III.1 Semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur sol non amélioré

Le tassement du sol à partir des résultats d'un essai œdométrique est calculé selon la relation suivante :

$$s_{oed} = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}$$

avec :

H : épaisseur de la couche compressible ;

e_0 ; son indice des vides initial ;

σ'_{vo} : contrainte verticale effective au milieu de la couche ;

$\Delta\sigma_z$: accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche ;

σ'_p : pression de préconsolidation.

Calcul du tassement de la couche de limon mou :

L'analyse de l'essai œdométrique indique que la contrainte de préconsolidation est légèrement supérieure à la contrainte verticale effective au milieu de la couche. Ceci suppose que le sol est légèrement surconsolidé à normalement consolidé.

L'accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche est déterminé à partir de la figure 4.

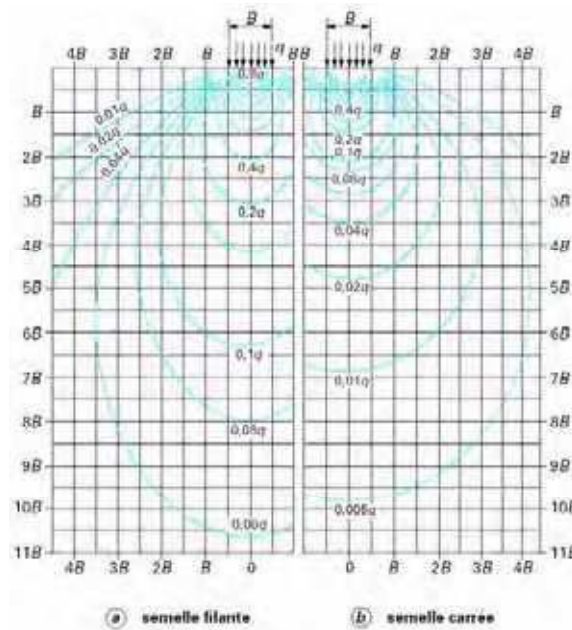


Figure 4 - Courbes d'égalles contraintes verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope et semi-infini.

Les valeurs de $\Delta\sigma_z$ déterminés à partir de la figure 4 et nécessaires dans ce calcul, sont reportées dans le tableau 11.

Il en résulte que le tassement œdométrique de cette couche de sol est égal à :

$$s_{oed} = 1 \frac{0,9}{1+1,2} \log \frac{30+83}{40} = 0,18m$$

Cependant, dans le cas des argiles molles normalement consolidées, le tassement immédiat s_i est égal à $0,1 s_{oed}$:

$$s_i = 0,1 \times 0,18 = 18 \text{ mm.}$$

Tableau 11 - Paramètres pour le calcul du tassement œdométrique à 104 kPa

Sol	Profondeur	Z/B au milieu de la couche	$\Delta\sigma_z$ (figure 4)	$\sigma_z = 104 \text{ kPa}$	
				$\Delta\sigma_z$ (formule)	s
-	(m)	-	-	(kPa)	(mm)
Argile molle	1,5 à 2,5	0,42	0,8.q	83	18
Argile molle à ferme	2,5 à 5	1,88	0,13.q	14	14

Calcul du tassement de la couche d'argile molle à raide :

$$s_{oed} = 2,5 \frac{0,8}{1+0,8} \log \frac{50+14}{48} = 0,14 \text{ m}$$

$$s_i = 0,1 \times 0,14 = 14 \text{ mm.}$$

Le tassement instantané estimé, pour une contrainte de 104 kPa appliquée à 1,5 m de profondeur est donc de 27 mm.

III.2 Semelle de 2,3 x 2,5 x 0,5 m sur sol non amélioré

Le tassement du sol à partir des résultats d'un essai œdométrique est calculé selon la relation suivante :

$$s_{oed} = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}$$

avec :

H : épaisseur de la couche compressible ;

e_0 ; son indice des vides initial ;

σ'_{vo} : contrainte verticale effective au milieu de la couche ;

$\Delta\sigma_z$: accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche ;

σ'_p : pression de préconsolidation.

Calcul du tassement de la couche de limon mou :

L'analyse de l'essai œdométrique indique que la contrainte de préconsolidation est légèrement supérieure à la contrainte verticale effective au milieu de la couche. Ceci suppose que le sol est légèrement surconsolidé à normalement consolidé.

L'accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche est déterminé à partir de la figure 4.

Les valeurs de $\Delta\sigma_z$ déterminés à partir de la figure 4 et nécessaires dans ce calcul, sont reportées dans le tableau 12.

Il en résulte que le tassement œdométrique de cette couche de sol est égal à :

$$s_{oed} = 0,5 \frac{0,9}{1+1,2} \log \frac{30+91}{40} = 0,37m$$

Cependant, dans le cas des argiles molles normalement consolidées, le tassement immédiat s_i est égal à $0,1 s_{oed}$:

$$s_i = 0,1 \times 0,37 = 37 \text{ mm.}$$

Tableau 12 - Paramètres pour le calcul du tassement œdométrique à 91 kPa

Sol	Profondeur	Z/B au milieu de la couche	$\Delta\sigma_z$ (figure 4)	$\sigma_z = 91 \text{ kPa}$	
				$\Delta\sigma_z$ (formule)	s
-	(m)	-	-	(kPa)	(mm)
Argile molle	1,5 à 2	0,1	q	91	37
Argile molle à ferme	2 à 5	0,73	0,5.q	46	40

Calcul du tassement de la couche d'argile molle à raide :

$$s_{oed} = 2,5 \frac{0,8}{1+0,8} \log \frac{50+46}{48} = 0,4m$$

$$s_i = 0,1 \times 0,4 = 40 \text{ mm.}$$

Le tassement instantané estimé par la méthode œdométrique, pour une contrainte de 91 kPa appliquée à 1,5 m de profondeur est donc de 77 mm, ce qui est important par rapport aux autres méthodes de calcul employées (pressiométrique et pénétrométrique).

IV. Calculs à partir du logiciel GRETA (Priebe, 2003)

IV.1. Semelle de 1,2 x 1,2 x 0,5 m sur le sol naturel et semelle sur une colonne ballastée

Les déplacements verticaux déterminés à partir du logiciel GRETA (Priebe, 2003) sont présentés sur la figure 5. A partir des paramètres originaux des matériaux (tableau 1 chapitre IV), différents calculs ont été effectués en faisant varier :

- l'angle de frottement du ballast (35 ou 45°, au lieu de 40°) ;
- le module de Young du ballast (95 MPa ou 140 MPa, au lieu de 69 MPa) ;
- et le module de Young de l'argile limoneuse (4 MPa).

La figure 5 permet de constater que les tassements déterminés par ce logiciel évoluent linéairement avec l'augmentation de la charge. Par ailleurs, les tassements déterminés par le modèle pour lequel l'angle de frottement du ballast est de 45° et le module de Young de l'argile limoneuse est de 4 MPa, sont les plus proches de ceux mesurés *in situ*. A l'inverse, les tassements déterminés par le modèle pour lequel seul l'angle de frottement du ballast a été modifié (35°) par rapport aux paramètres originaux, sont les plus éloignés de ceux mesurés *in situ*.

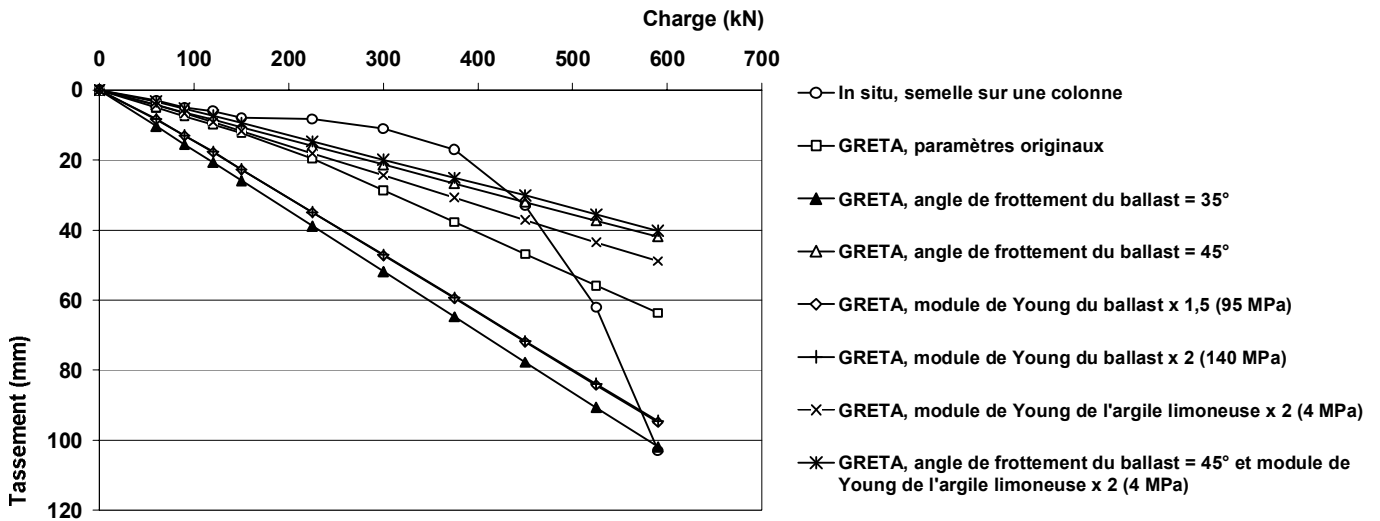


Figure 5 - Comparaison des tassements de la semelle sur une colonne, mesurés *in situ* et par le logiciel GRETA.

La figure 6 présente le rapport du tassement mesuré *in situ* à celui déterminé par calcul pour la configuration avec les données originales et les deux extrêmes précédemment cités. Cette figure permet de constater que pour les charges inférieures à 450 kN, hormis la charge nulle de départ, ce rapport est inférieur à 1, puis il augmente progressivement pour atteindre 1,6 dans le cas des données originales. Ceci démontre que le modèle avec les données originales surestime le tassement pour les charges inférieures à la charge de fluage de la semelle sur la colonne *in situ* d'un facteur maximal de 2,2 pour une charge de 300 kN.

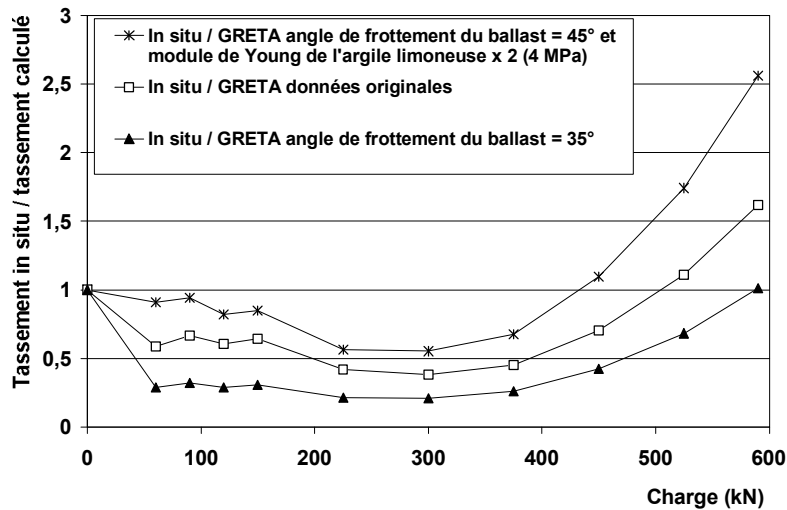


Figure 6 - Rapport du tassement mesuré *in situ* à celui déterminé par calcul GRETA en fonction de la charge.

La figure 7 présente le coefficient de réduction du tassement β en fonction de la charge appliquée sur la semelle, pour les données mesurées *in situ* et ceux déterminés par le modèle avec les paramètres originaux (GRETA). Cette figure indique que les données *in situ* ne sont pas corrélées à ce modèle. En effet, le facteur de réduction du tassement augmente progressivement pour atteindre 5,2 à 390 kN dans le cas des mesures *in situ* alors que les calculs sous GRETA ne dépassent pas 1,7 pour des charges inférieures à 150 kN, puis diminuent progressivement pour atteindre 1,3 à 390 kN.

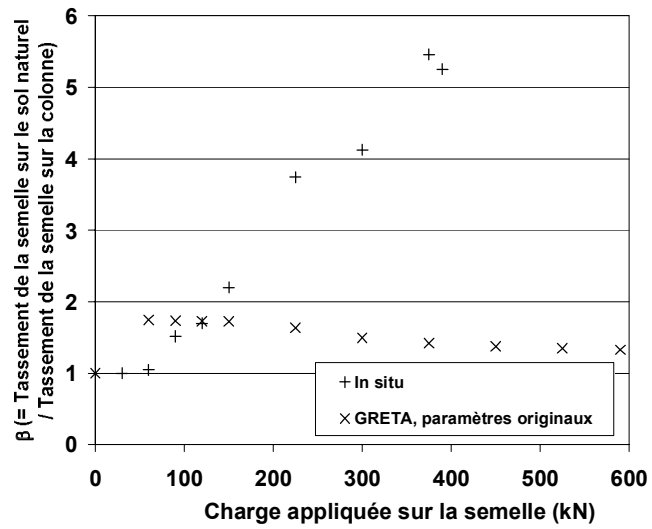


Figure 7 - Facteur de réduction du tassement déterminé à partir des données in situ et à partir du modèle avec les paramètres originaux (GRETA).

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

Monsieur Roger FRANK, Professeur, ENPC, Marne la Vallée

Monsieur Richard KASTNER, Professeur, INSA de Lyon, Villeurbanne

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur CORNEILLE Sébastien

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,
une thèse intitulée :

"Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides"

NANCY BRABOIS
2, AVENUE DE LA
FORET-DE-HAYE
BOITE POSTALE 3
F - 54501
VANDŒUVRE CEDEX

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « Génie Civil - Hydrosystèmes - Géotechnique »

Fait à Vandoeuvre, le 08 juin 2007

Le Président de l'I.N.P.L.,

F. LAURENT

