

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:...../ 2018



Mémoire de Master
Spécialité : Travaux Publics
Option : Voies Et Ouvrage D'art

Thème :

**Amélioration De La Stabilité Des Remblais
Par Les Inclusions Rigides**

Etudiant :

M^{lle} Salma BENMOUSSA

Encadreurs:

•Sadok BENMEBAREK, Professeur
Université Mohamed khider- Biskra

Promotion: Juin 2018

Résumé

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales est une technique qui associe un réseau d'inclusions et un matelas constitué de sol granulaire, intercalé entre le sol renforcé et l'ouvrage. Dans ce matelas se développent des voûtes qui transfèrent partiellement les charges vers les inclusions, permettant ainsi la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du massif renforcé. Le renforcement peut être complété par une nappe géosynthétique en base du matelas, fonctionnant en membrane. Les domaines d'application privilégiés sont les fondations de remblais routiers ou ferroviaires et les fondations de zones industrielles. Les différents éléments de ce système sont en interactions complexes.

Ce travail de mémoire constitue une contribution à la compréhension du comportement de ce type d'ouvrage, et s'intéresse plus particulièrement à la modélisation des mécanismes en utilisant le logiciel de calcul PLAXIS. On a également trouvé le positionnement des inclusions au dessous de remblais.

Mots-clés : Renforcement, Sols compressibles, Inclusions rigides, Modélisation numérique.

Abstract

Strengthening compressible soils by vertical rigid inclusions is a technique that associates a network of inclusions and a mattress consisting of granular ground, interposed between the stabilized foundation and the structure. In this mattress, arches are developed which partially transfer loads to the inclusions, allowing the reduction and homogenization of surface settlements of massive reinforced. The reinforcement can be complemented by geosynthetic sheet base of the mattress, running membrane. The main areas of application are the foundation of road or railway embankments and industrial zones foundations. The various components of this system are complex interactions.

This work is a contribution to understanding the behavior of this type of work, and is particularly interested in modeling these mechanisms the calculation code PLAXIS. It was also found that the inclusion be located.

Keywords: Compressible soils, Rigid Inclusions, numerical modeling.

ملخص

تقوية التربة المنضغطة بإستعمال الأعمدة الصلبة كقاعدة أساسية للبنى التحتية هي تقنية تقوم بربط شبكة من فراش إسطناعي والطبقة المتتألفة من الأرض الحبيبية، يتوسطون بين الأساسات والهيكل. في هذا الأخير ينجم تطور الأقواس التي تنقل جزئياً الأحمال إلى الأعمدة الصلبة. المجالات الرئيسية للتطبيق هي أساس السدود الطريق أو السكك الحديدية والمناطق الصناعية المؤسسات. مختلف مكونات هذا النظام هي في التفاعلات المعقدة. هذا العمل هو المساهمة في فهم سلوك هذا النوع من البنى التحتية، ويهتم بشكل خاص في إنشاء نماذج معبرة عن هذه الدراسات. باستخدام برنامج الحساب " بلاكسيس " متنوع بامكان تموضع الخوازيق في التربة الصلبة.

كلمات البحث : تقوية التربة، الأعمدة الصلبة، البنى التحتية، النمذجة العددية.

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie le Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés

Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à Monsieur BENMBAREK Sadok pour m'avoir dirigé tout au long de la réalisation de ce travail.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail

Je tiens à remercier également Monsieur FERCHET Karim, pour son aide et son encouragement.

Je tiens à remercier également tous mes enseignants pour leurs bonnes orientations et pour leur aide précieuse

Je tiens à remercier également tous mes étudiants de master 2 option travaux publics du département de Génie Civil et hydraulique de l'Université de Biskra

Enfin nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou loin pour l'aboutissement de ce travail

Dédicace

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents .Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils
ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

Table des figures

Figure I.1- schéma Principe de préchargement pour le contrôle des tassements, (SERTIER2005).....	2
Figure I.2- techniques de préchargement, (SERTIER2005).....	2
Figure I.3- technique de compactage dynamique,(Magnan2010).....	3
Figure I.4- technique de réalisation des colonnes ballastées, (FAYAT GROUP).....	3
Figure I.5- technique de renforcement par le geosynthétique,(EXBRAYAT et al 2011).....	4
Figure I.6- le principe de Jet Grouting,(SOLETANCHE BACHY2017).....	5
Figure I.7- le principe des inclusions rigides ,(SIMON.TERRASEOL2010).....	5
Figure I.8- schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols-limites et domaine de validité.(Brancher2010).....	6
Figure II.1 principe de la méthode,(Jenck2005).....	12
Figure II.2 schématisation des frottements le long des inclusions avant et après chargement,(Combarieu 1998).....	13
Figure II.3 – Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai,(Zanziger et Gartung 2002).....	14
Figure II.4 Réseau d'inclusions (JENCK2005).....	15
Figure II.5 pieux en bois,(BOUSMAHA,2017).....	16
Figure II.6 Pieux métalliques. Nouvelle minoterie Kadji, Cameroun2002, (BOUSMAHA2017).....	17
Figure II.7 Pieux battus en béton préfabriqués. Hangars pour stockage, Belgique2006, (BOUSMAHA2017).....	17
Figure II.8 Schéma du procédé de réalisation et mise en œuvre des pieux battus tubés,(BOUSMAHA,2017).....	18
Figure II.9 schéma du procédé de réalisation des pieux forés simples,(BOUSMAHA 2017)..	19
Figure II.10 schéma du procédé de réalisation des pieux forés tubes, (BOUSMAHA,2017)..	19
Figure II.11 schéma de principe du procédé des pieux forés à la tarière creuse, (BOUSMAHA 2017).....	20
Figure II.12 Schéma de principe du procédé des pieux forés. STARSOL,(BOUSMAHA 2017).....	21
Figure II.13 schéma de principe du procédé des pieux de type VCC,(keller 2004).....	21
Figure II.14 Schéma de principe du procédé des colonnes à module contrôlé, (MENARD 1994).....	22
Figure II.15 réalisation de matelas de transfert de charge, (EXBRAYAT et al 2011).....	23

Figure II.16 différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge, (BRIANÇON 2004).....	23
Figure II.17 domaines d'application,(JENCK 2005).....	25
Figure II.18 fondation de réservoir sur inclusions rigides Indonésie. (ASIRI 2005-2011).....	26
Figure II.8 Remblai d'accès de l'autoroute A43 – Chambéry.France .(terrasol2010).....	27
Figure II.19.Pilier et remblai sur des inclusions rigides pour la section de l'autoroute A43,Chambéry .France (ASIRI 2005-2011).....	27
Figure II.10 zone de transition sur inclusions entre un quai sur pieux et la berge (Montoir-de-Bretagne). (ASIRI 2005-2011).....	28
Figure II.20 lignes ferroviaires pour le Réseau Express Régional RER/GEN(Keller 2010)....	28
Figure III. 1 exemple de profil de tassement du sol non traité en fonction de la profondeur.(Brancher2010).....	31
Figure III.2 Exemple de Profil de tassement du sol et de l'inclusion Rigide dans une zone traitée. (Brancher 2010).....	32
Figure III.3 effort agissant sur l'inclusion.(Brancher.2010).....	32
Figure III.4Incidence de la densité d'Inclusions rigides. Keller.....	33
Figure III.5 Géométrie sol renforcé-remblai (COMBARIEU.1988).....	34
Figure IV.1 Schéma de principe de la méthode de chargement statique,(guide technique LCPC 2006).....	40
Figure IV.2 Schéma de principe de méthode de réflexion (guide technique LCPC 2006).....	41
Figure IV.3 Schéma de principe de la méthode par impédance (guide technique LCPC 2006).....	42
Figure V.1 Localisation du site, (FERBER et al 2015).....	48
Figure V.2 Photographie des déchets (FERBER et al 2015).....	48
Figure V.3 Localisation de la décharge par rapport au projet (FERBER et al 2015).....	48
Figure V.4principe des inclusions	49
Figure V.5 Géométrie de couches de sol.....	50
Figure V.6 Maillage du modèle.....	50
Figure V.7 Définition du niveau de la nappe phréatique.....	50
Figure V.8 Définition du multiplicateur pour la procédure K0.....	51
Figure IV.9 déformation après l'application de la gravité.....	52
Figure V.10déformation après l'application des pieux.....	52

Figure V.11 déformation de réseau de 8 inclusions de maillage 1.4m x1.4 m.....	53
Figure V.12 déformation de réseau de 8 inclusions de maillage 2.5m x2.5 m.....	53

Liste des tableaux

Tableau II.1 principaux types d'inclusions rigides,(Briançon 2002).....	14
Tableau V.1 propriétés des couches de sols et des interfaces.....	49
Tableau V.1 propriétés des inclusions.....	49

Table des matières

Dédicaces	
Remerciement	
Résume.....	iii
Table des figures.....	iv
Liste des tableaux	vi
Table des matières.....	vii
Introduction générale.....	2
ChapitresI :Les techniques de renforcement des sols compressibles.....	3
L'introduction.....	4
I.1 Le renforcement des sols.....	4
I.2 Les différentes techniques de renforcement des sols compressibles.....	4
I 2.1 Pré chargement.....	5
I.2.2 Le compactage dynamique (ou pilonnage).....	6
I.2.3 Colonnes ballastées.....	6
I.2.4 Les géo synthétiques.....	7
I.2.5 Jet grouting.....	7
I.2.5 les inclusions rigides.....	8
I.3 Les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols.....	9
Conclusion.....	10
Chapitre II : Les inclusions rigides.....	11
Introduction.....	12
II.1. Le Principe de renforcement des remblais par les inclusions rigides.....	12
II.2.Les inclusions rigides.....	13
II.3 Différents types des techniques d'inclusions rigides.....	15
II.3.1 Inclusions préfabriquées.....	15
II.3.1 .1Pieux bois.....	16
II.3.1 .2Pieux métalliques.....	16
II.3.1.3Pieux en béton.....	17
II.3.2 Inclusions construites IN SITU.....	18

II.3.2.1 Inclusions de type pieux battus ou forés.....	18
II.3.2.1.1 Pieux battus tubés.....	18
II.3.2.1.2 Pieux forés simples ou forés tubés.....	18
II.3.2.1.3 Pieux forés à la tarière creuse.....	19
II.3.2.1.4 Pieux forés type STARSOL.....	20
II.3.2.2 Pieux de type VIBRO CONCRETE COLUMN.....	21
II.3.2.3 Colonne à module contrôlé.....	22
II.4. Le matelas de transfert de charge.....	22
II. 5. Les nappes de renforcement.....	23
II.6. Domaine d'application.....	24
II.7 Cas historique.....	26
II.7.1 fondation de réservoir sur inclusions rigides Indonésie1982.....	26
II.7.2 remblai d'accès à PS - Chambéry (1991).....	26
II.7.3 Remblai derrière quai - Montoir (2001).....	27
II.7.4 Réalisation de 2 lignes ferroviaires pour le RER/GEN Dilbeek Belgique (2010).....	28
Conclusion.....	29
Chapitre III Calcul des inclusions rigides.....	30
Introduction.....	31
III.1 Principe de fonctionnement de l'inclusion rigide.....	31
III.2 fonctionnement d'un réseau d'inclusions.....	33
III.3 Le dimensionnement des inclusions rigides.....	33
Conclusion.....	38
Chapitre IV Auscultation des inclusions rigides	39
Introduction.....	40
IV.1. Essais de chargement statique en compression sur inclusion isolée.....	40
IV.1.1 Essais de chargement à la rupture.....	40
IV.2 Contrôles d'intégrité du fût.....	41
IV.2.1 L'intégrité.....	41
IV.2.1.1 Méthode par réflexion.....	41
IV.2.1.2 Méthode par impédance.....	41

IV.2.3 caractéristiques mécaniques du matériau constitutif.....	42
IV.2.3.1 Essais d'écrasement.....	42
IV.2.3.2 Essai de consistance.....	42
IV.2.3.3 Qualité de la tête d'inclusion.....	42
IV.3. Contrôle de la qualité et de l'épaisseur du matelas de répartition.....	43
IV.3.1 Épaisseur.....	43
IV.3.2 Essais d'identification.....	43
IV.3.3 Essais de compacité.....	43
IV.4 Contrôles du géotextile ou géogrille.....	43
Conclusion.....	44
Chapitre V modélisation du renforcement de remblais à l'aide de Plaxis.....	45
Introduction.....	46
V.1 Présentation de logiciel PLAXIS.....	46
V.2 Méthodologie de modélisation avec Plaxis.....	46
V.3 Modèles de comportement sous Plaxis.....	47
V.4 Application et discussions	47
V.4.1 présentation du projet.....	47
V.4.2 Génération du maillage.....	51
V.4.3 Procédure de calcul.....	51
V.4.4 Résultats et discussions.....	52
Conclusion.....	53
Conclusion générale.....	55
Références.....	56

Introduction générale

L'augmentation du trafic sur le réseau routier, autoroutier et l'accroissement démographique des villes saturées entraînent l'extension des agglomérations, ont conduit dans de nombreux cas les projeteurs à envisager un élargissement des voies existantes. Ainsi, de plus en plus de constructions et d'infrastructures sont construites sur des sols de mauvaises qualités tels que les sols meubles dans des zones côtières ou sur des endroits de dépôt de sédiments marécageux.

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de façon générale se manifestent par une capacité portante faible et des déformations (tassement absolu ou différentiel) importantes sous charges statiques, ou dynamiques (séisme).

Cela entraîne une exigence plus rigoureuse des méthodes et techniques d'amélioration des sols. Parallèlement à cela le développement de l'outil informatique fournit aux ingénieurs le moyen de calcul de grande capacité itérative.

Ce travail de mémoire constitue une contribution à l'étude du comportement d'un remblai renforcé par inclusions rigides sur sols compressibles. L'objectif de ce travail de recherche est plus particulièrement axé sur l'étude des problèmes de tassement et de stabilité du remblai sur ce type des sols en confrontant les résultats obtenus par modélisation numérique aux calculs analytiques.

La présente thèse est scindée en quatre chapitres :

Le premier chapitre on va présenter les sols compressibles et les différentes techniques de renforcement des sols compressible

Le deuxième chapitre sera consacré aux inclusions rigides et leur principe de fonctionnement

Le troisième chapitre on va présenter le calcul des inclusions rigides.

Le quatrième chapitre consiste à présenter les méthodes auscultations des inclusions rigides.

Le cinquième chapitre consacré à l'étude numérique de renforcement des remblais par les inclusions rigides à l'aide de logiciel PLAXIS 2D d'un cas réel, et étude paramétrique sur le maillage le plus approprié des pieux.

Le mémoire est clôturé par une conclusion générale.

Introduction

Le passage parfois par des sols possèdent des faibles caractéristiques physico-mécanique (les sols compressibles) pose un problème de stabilité ou déformation des ouvrages en terre.

Pour résoudre ces problèmes les ingénieurs géotechniciens disposent et développent de nombreuses techniques d'amélioration de sol. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et, sont jugées efficaces. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

1.1 Le renforcement des sols

Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge verticale. L'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une proportion suivant le type de sol considéré. Les sols compressibles sont généralement de formation récente, incapables à supporter un ouvrage d'art, mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir de fondation à un remblai. Les remblais routiers, tout au moins ceux qui ont une hauteur importante, sont souvent édifiés sur des sols très compressibles. Ils sont en effet, le plus souvent, construits dans des zones de dépression comportant de grandes épaisseurs de tels sols, soit que le remblai serve lui-même à la traversée de la vallée, soit qu'il s'agisse du remblai d'accès à un ouvrage franchissant une rivière.

Les sols compressibles sont caractérisés par :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ;
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés)
- Une résistance au cisaillement très faible
- Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

1.2 Les différentes techniques de renforcement des sols compressibles

On peut diviser les techniques d'amélioration de sols en trois catégories en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue :

- dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol où on trouve le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le préchargement, les inclusions rigides, ... etc.
- en deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting, ... etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.
- Dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol.

I 2.1Préchargement

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive P_f augmentée éventuellement d'une surcharge P_s qui assure tout ou partie des effets suivants Fig. I.1 :

- produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.

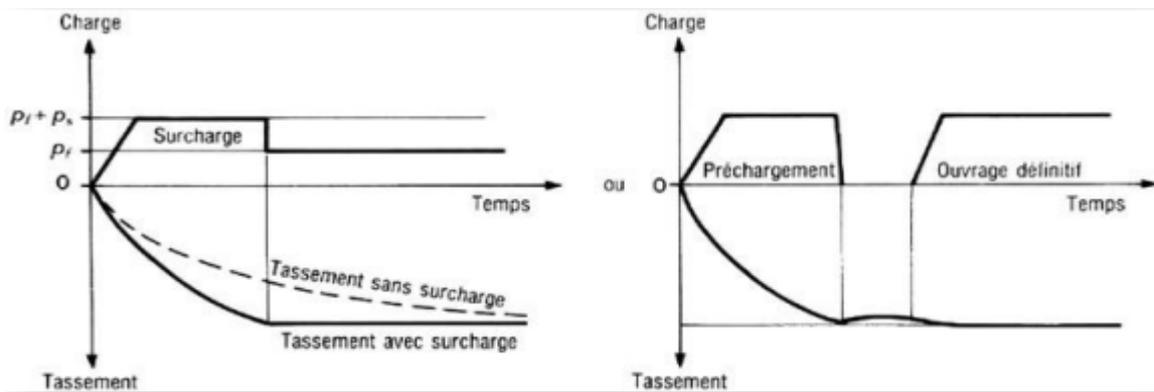
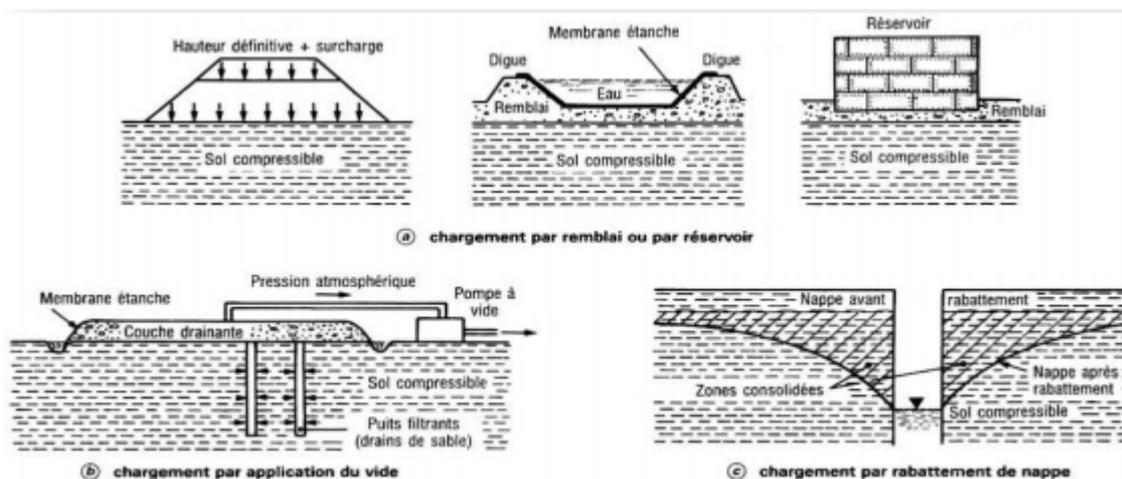


Figure II. 1 Principe de préchargement pour le contrôle des tassements, (SERTIER2005)

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité). Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :

- Surcharge en terre figure I.2.a
- La consolidation atmosphérique figure I.2.b et figure I.2.c

Figure I.2 techniques de préchargement, (SERTIER2005)



1.2.2 Le compactage dynamique (ou pilonnage)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches sur de grandes profondeurs.

Dans le compactage par chocs, l'application de la chute libre et répétée d'un poids important tombant d'une grande hauteur et provoquant un choc à la surface du terrain est un moyen efficace de densification de sol.



Figure I.3 technique de compactage dynamique,(Magnan2010)

1.2.3 Colonnes ballastées

C'est une technique d'amélioration de sol permettant de créer des colonnes de granulats expansées afin d'augmenter la portance d'un sol et d'en réduire sa compressibilité. Un réseau de colonnes de ballast compacté est constitué dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante ou d'un tube battu pilonné. Ces colonnes agissent comme points de renforcement du sol mou. Elles améliorent la stabilité et diminuent les tassements en reportant une partie de la charge sur le substratum. Elles servent aussi de drains verticaux.

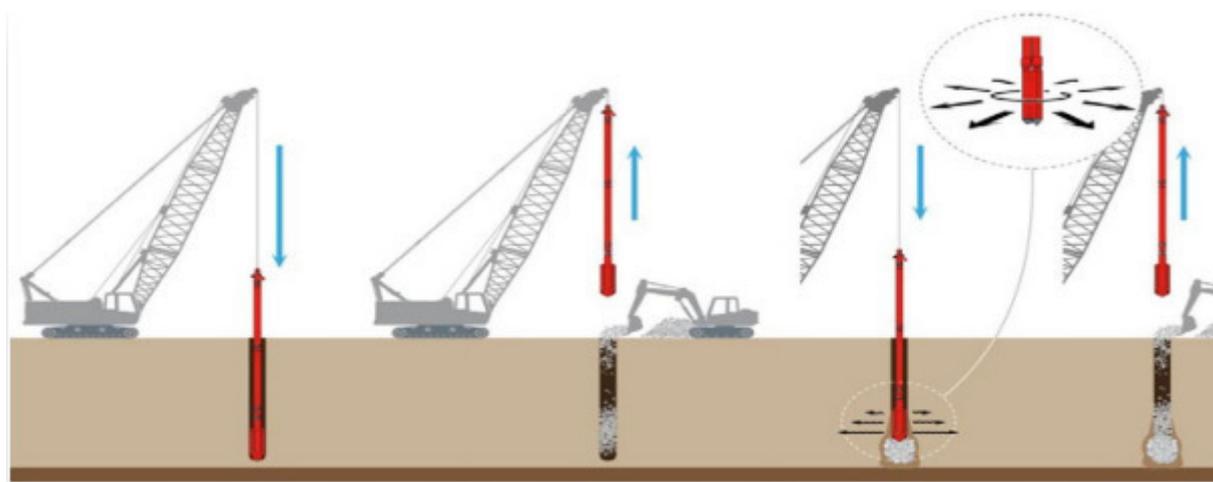


Figure I.4 technique de réalisation des colonnes ballastées, (FAYAT GROUP)

1.2.4 Les géosynthétiques

Dans la fonction de renforcement, le rôle des géosynthétiques est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau avec de bonnes caractéristiques en compression) pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristiques de résistance à la traction et à la compression. Le renforcement est le résultat du transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétique à l'aide du frottement développé entre les deux. Le géosynthétique travaille comme élément de traction qui supporte les efforts dans son plan



Figure 1.5 technique de renforcement par le géosynthétique, (EXBRAYAT et al 2011)

Les géosynthétiques peuvent aussi être utilisés pour :

- la stabilité des murs des remblais ;
- la stabilité des pentes raides ;
- la stabilité des murs de soutènement.

1.2.5 Jet grouting

Le jet grouting consiste en la réalisation de colonnes de "béton de sol" exécutées à partir d'un forage de petit diamètre (100 à 120 mm). Ces colonnes sont obtenues par le malaxage hydraulique sous forte pression du sol et du coulis projeté par la buse d'injection en fond de forage. Cette injection sous forte pression a lieu pendant la phase de remontée de la buse, qui opère dans le même temps une rotation totale ou partielle. On obtient des colonnes de béton de sol avec des résistances à 28 jours comprises entre 1 et 10 MPa, selon les types de sol et la quantité de coulis injectée.

Les colonnes en jet grouting peuvent être réalisées pratiquement dans les terrains meubles de toute nature. Les applications les plus courantes sont :

- Les reprises en sous-œuvre
- Les radiers étanches

- Les travaux préparatoires en tunnel

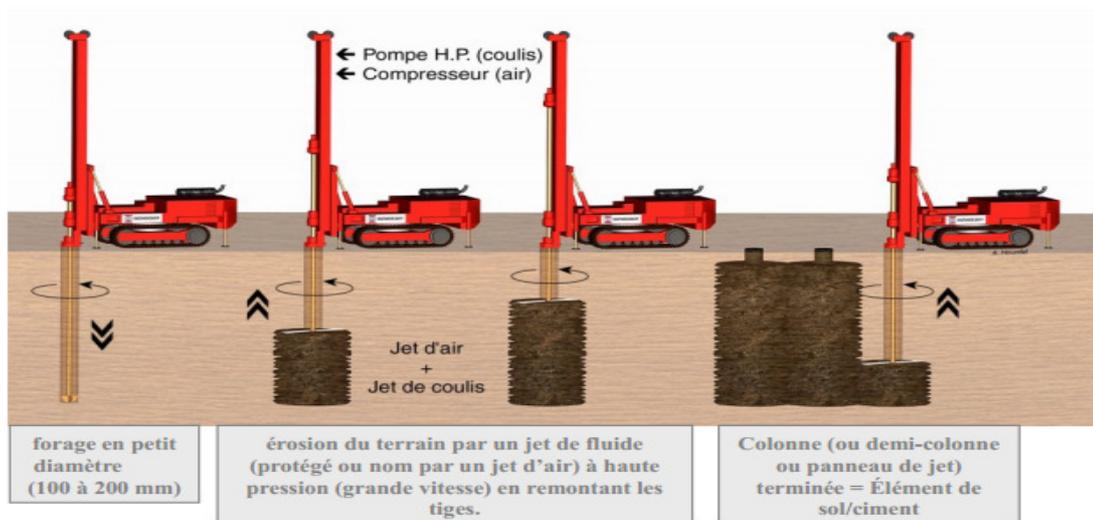


Figure I.6 le principe de Jet Grouting, (SOLETANCHE BACHY2017)

1.2.5 les inclusions rigides

L'amélioration du sol au moyen d'inclusions rigides (également appelées colonnes d'injection solides) permet de réaliser une fondation flexible effectuée par vissage d'une tarière spécialement conçue pour le refoulement latéral du sol et l'injection d'un coulis ou de béton d'une classe de résistance inférieure.

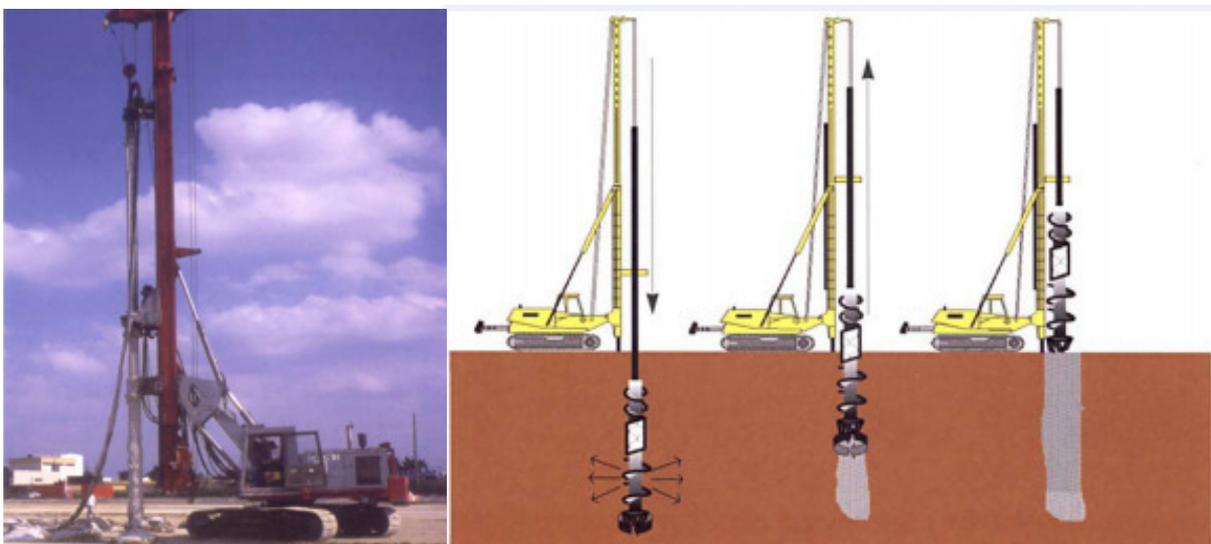


Figure I.7 le principe des inclusions rigides, (SIMON.TERRASEOL2010)

Les inclusions sont utilisées comme réducteurs de tassement total en soulageant le sol d'une (grande) partie des charges. Le renforcement des couches de sols compressibles supérieures limite en effet les tassements les plus importants et transfère une partie des

charges de surface en profondeur, vers des couches de sols plus résistantes au niveau d'assise des inclusions.

1.2.6 les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes (Dhouib et al., 2004c) :

- 1/- définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés;
- 2/- identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;
- 3/- choix de la solution d'amélioration des sols ;
- 4/- optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Le choix de la solution d'amélioration des sols demeure directement lié à la granulométrie des sols traités.

La Figure I.6 décrit les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône q_c au pénétromètre statique.

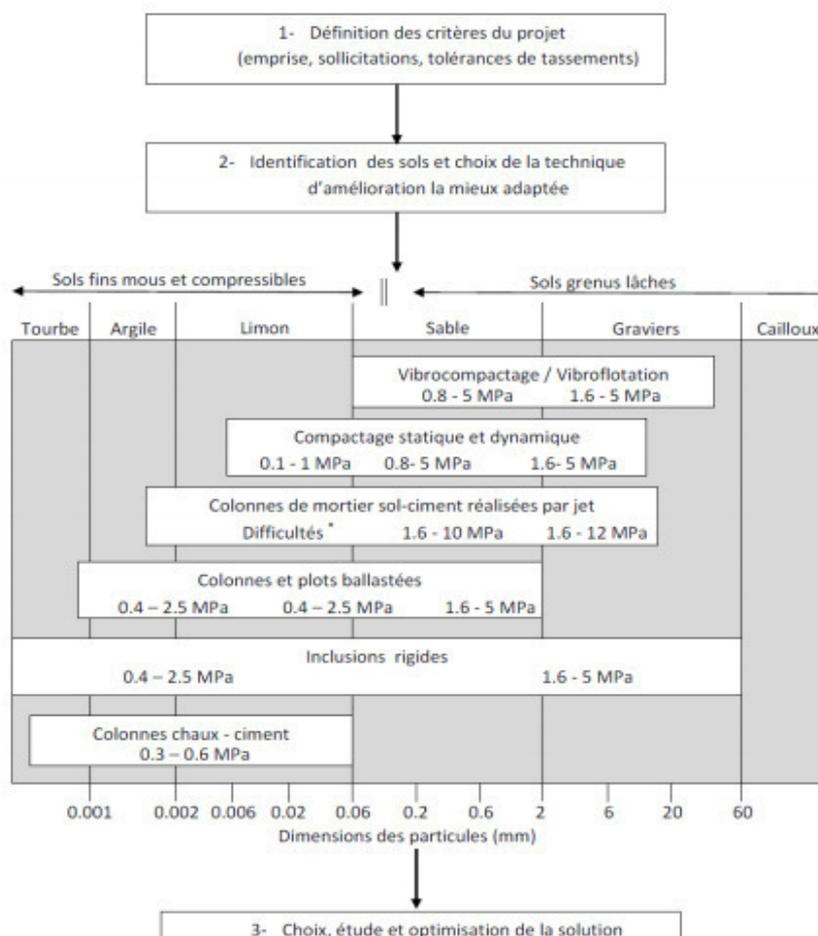


Figure I.8 schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols-limites et domaine de validité.(Brancher2010).

Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les sols compressibles et les techniques le plus utilisé en pratique pour l'amélioration des sols, et leur classification selon les techniques employées, ainsi que les types de sols pour lesquels elles sont adéquates.

Pour choisir la méthode on doit savoir le projet, la nature et la qualité du sol.

Parmi toutes les techniques de renforcements des sols compressibles, la présence mémoire s'intéresse au renforcement par inclusions rigides présente l'avantage de diminuer de manière très efficace les tassements sous les ouvrages fortement chargés. Le tassement sous renforcement peut être divisé par un facteur allant jusqu'à 8 à 10 sous fortes charges. Cette technique de renforcement vise à limiter les tassements absolus et différentiels sans passer par des superstructures rigides et onéreuses ou par des solutions traditionnelles qui allongent les délais de construction

Introduction

Les inclusions rigides, au sens strict du terme, contiennent des éléments qui sont minces, souvent de forme cylindrique, mécaniquement continue et typiquement verticale. Ils sont disposés selon un maillage régulier, qui doit être adapté à la fois à la nature et à la géométrie des charges appliquées et des conditions du sol. Dans ce chapitre on va présenter le principe de renforcement des inclusions rigides et la méthode de calcul des IR.

II.1. Le Principe de renforcement des remblais par les inclusions rigides

Le principe du renforcement est illustré par la figure II.1. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

- Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dallettes peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.
- Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. Le tassement différentiel en base de matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voutes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. la présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.
- Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

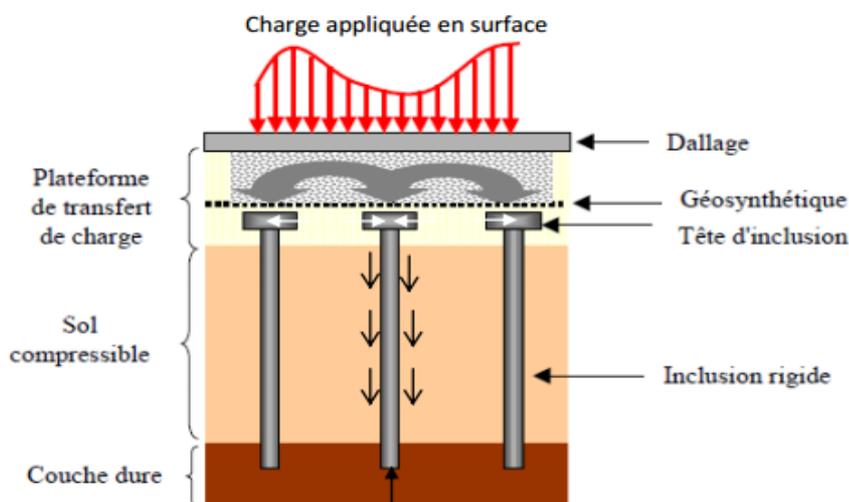


Figure II.1 principe de la méthode, (Jenck2005).

Le frottement le long des inclusions participe également aux mécanismes de transfert de charge. La figure II.2 présente le comportement d'un réseau d'inclusions soumis à un chargement. Au niveau de la partie supérieure des inclusions et entraîne du frottement négatif le long de l'inclusion, ce qui contribue au report de la charge sur les inclusions. Ainsi le sol de fondation participe aux mécanismes. au niveau de la partie inférieure, les inclusions poinçonnent le substratum qui n'est jamais parfaitement rigide, ce qui entraîne du frottement positif. Au niveau de la base de l'inclusion se développe un effort de pointe.

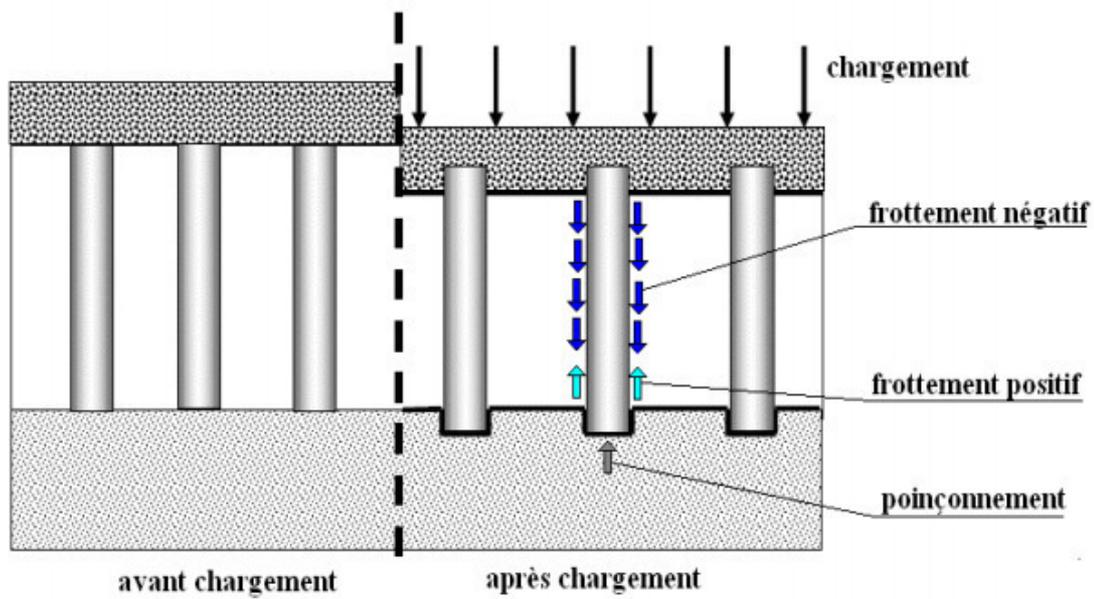


Figure II.2 schématisation des frottements le long des inclusions avant et après chargement, (Combarieu 1998).

II.2. Les inclusions rigides

De nombreux types peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20MPa et 200GPa.

- Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage (pieux bois pieux métalliques pieux en béton armé ou précontraint) l'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.
- Parmi les inclusions construites in situ on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « vibro concrete column » (VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC, Liausu et Pezot, 2001), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, LimeCementColumns, etc.). Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003). La mise en œuvre des inclusions in situ est plus souple que les

inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site.

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité.

Tableau II.1 principaux types d'inclusions rigides,(Briançon 2002)

Types d'inclusion		E MPa	
Pieux préfabriqués	Pieux bois	14000	
	Pieux métalliques	200000	
	Pieux béton	10000 -20000*	
Inclusions fabriquées in situ	Pieux battus et forés	Battus	Mortier :2000 7400 Béton B15 :9000 Béton B25 :10815
		Forés simple	
		Forés tubé	
		A la carrière	
		Starsol	
	VCC	10000	
	CMC	500-20000**	
	Par mixing	Colmix	50-300***
		Jet grouting	
		LCC	20-200

*fonction de la nature du béton et du renforcement.

** fonction de la nature du colis.

*** fonction de la nature du liant et du sol.

Les dallettes coiffant les inclusions peuvent être de section carrée ou circulaire. La figure II.3 présente le cas d'un chantier où les inclusions ont des têtes en béton de section carrée.



Figure II.3 – Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai,(Zanziger et Gartung2002).

Les inclusions sont mises en place suivant un maillage rectangulaire (Figure II.4) ou triangulaire (Figure 5b). En appelant A_P la section d'une tête d'inclusion et A_S la surface d'une maille élémentaire, le taux de recouvrement α est la proportion de la surface totale couverte par les inclusions et est défini par :

$$\alpha = A_P / A_S$$

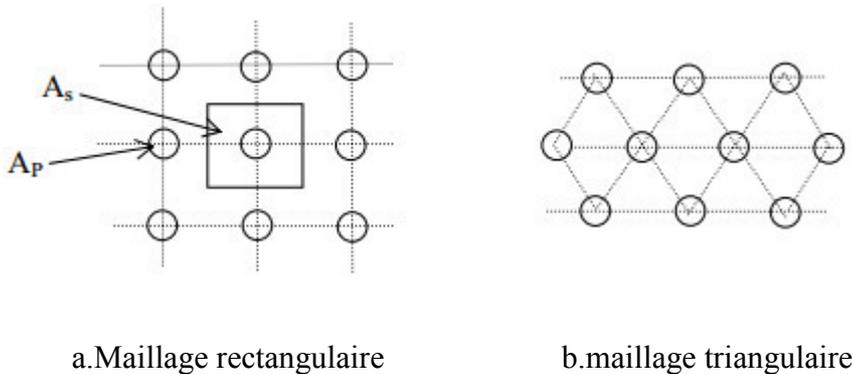


Figure II.4 Réseau d'inclusions (JENCK2005).

II.3 Différents types des techniques d'inclusions rigides :

Parmi les différents types de solutions de renforcement des sols, les inclusions sont les plus souvent utilisées. On peut noter deux types préfabriquées et celles coulées in situ [Combarieu 1996]. Pour ce faire, les inclusions préfabriquées se différencient par leur matériau de construction (pieux bois, pieux métalliques ou encore pieux béton). Parmi les inclusions fabriquées in situ, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieu et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place (type injection).

II.3.1 Inclusions préfabriquées

La préfabrication est un processus qui nécessite la présence d'une entreprise spécialisée dans le domaine de la préfabrication (machines et main d'œuvres qualifiées). Les principaux avantages et les désavantages des pieux préfabriqués peuvent être présentés de la manière suivante :

a. Avantages :

- le matériau des pieux peut être contrôlé avant l'insertion dans le sol.
- stabilité dans les sols compressibles.
- pas de dégâts engendrés sur le pieu par soulèvement du sol lors de l'insertion des pieux adjacents.
- de très grandes longueurs de pieux.

b. Inconvénients :

- risque de casse lors de la mise en place.
- risque de prolongation des délais de réalisation en cas de casse.
- cause de nuisance et risque de dégâts par le bruit et les vibrations.
- impossibilité d'insérer de gros diamètres.
- risques de dégâts sur les structures adjacentes dus au déplacement du sol lors de la mise en œuvre.

Il est possible de noter les différents types de pieux préfabriqués selon le matériau utilisé :

- Pieux en bois
- Pieux métalliques
- Pieux en béton.

II.3.1 .1Pieux bois

Le pieu bois est probablement la plus vieille méthode de renforcement des fondations. Cette méthode est encore appliquée dans certains pays. Il est possible de noter que les plus grands désavantages de cette méthode sont la variation de la qualité des pieux en termes de géométrie et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Cette méthode est utilisable sous certaines précautions, pour de faibles charges (inférieures à 50 tonnes) et des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12m. Les pieux bois sont souvent utilisés dans le Nord de l'Amérique, en Chine et dans les pays scandinaves. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires.

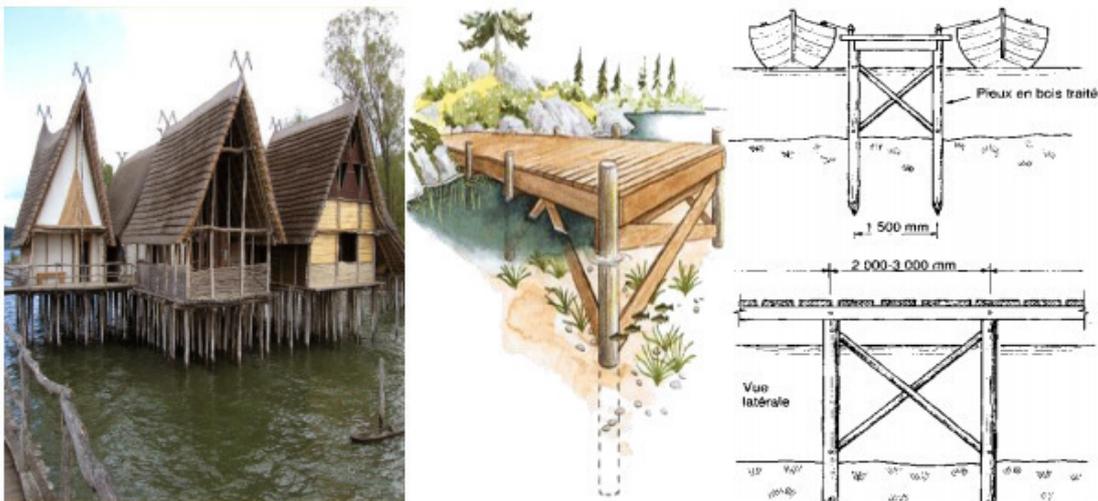


Figure II.5 pieux en bois,(BOUSMAHA,2017)

La mise en œuvre des pieux se fait par battage. Pour ce faire, afin de faciliter la pénétration et de ne pas endommager les pieux, des précautions particulières doivent être prises en comptes:

- Prévoir une pointe en acier à la base du pieu,
- Une bande d'acier autour de la tête du pieu,
- Un pré-forage...

II.3.1 .2Pieux métalliques

Les pieux métalliques préfabriqués sont généralement des profilés en H (une meilleure résistance à la compression que ceux en I) ou des tubes cylindriques afin de résister au mieux à la compression (sans présence de béton). Les longueurs usinées vont de 12 à 21mètres. Leur utilisation est plus courante dans des conditions où les sols sont non agressifs (où le taux de corrosion reste faible). Chaque pieu peut reprendre une charge comprise entre 350 et 1800 KN. Cependant, les pieux métalliques peuvent être mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement. Dans le cas contraire, à cause des risques de corrosion, une certaine majorité d'ingénieurs refuse d'utiliser ce type d'inclusions

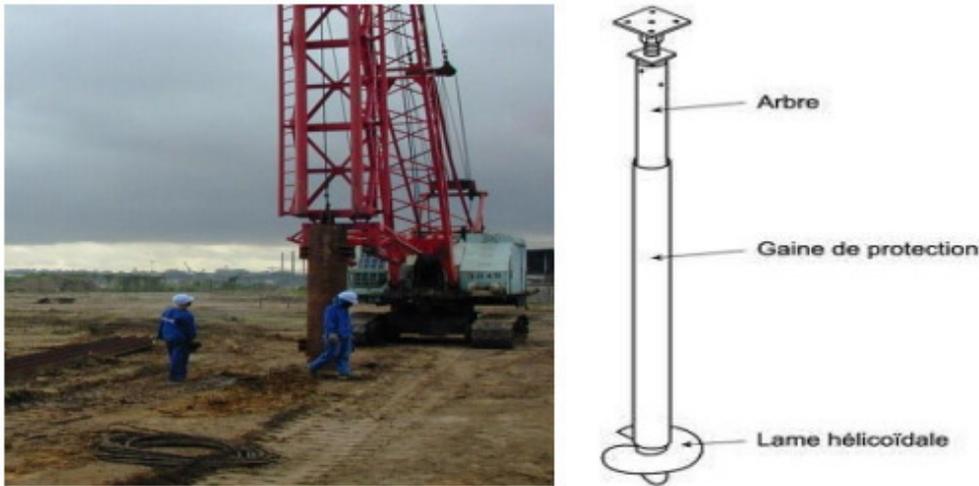


Figure II.6 Pieux métalliques. Nouvelle minoterie Kadji, Cameroun2002,(BOUSMAHA 2017)

Pour une même longueur de pieu, les pieux métalliques sont plus coûteux que les pieux en béton, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charge pour un poids donné, ce qui peut réduire les coûts de mise en œuvre. Les profilés en H génèrent un faible déplacement de sol.

II.3.1.3 Pieux en béton

Les pieux en béton préfabriqués sont utilisables pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton. Contrairement aux pieux métalliques, le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs. Les pieux en béton peuvent être ou non armés et peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs, cette seconde forme facilite de transport et allège les moyens de mise en œuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15mètres dans le cas de pieux en béton armé, jusqu'à 40m dans le cas d'utilisation de la précontraintes et à des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords.



Figure II.7 Pieux battus en béton préfabriqués. Hangars pour stockage, Belgique2006, (BOUSMAHA2017)

II.3.2 Inclusions construites *IN SITU*

Comme pour les pieux préfabriqués, il est possible de réaliser des pieux in situ en utilisant une technologie de pointe et un matériel adéquat, cependant il est important de noter :

a. Avantage :

- variation de la longueur pour mieux s'adapter aux conditions du sol,
- insertion de gros diamètres,
- installation sans bruit ni vibrations notables,
- pas de risque de soulèvement de sol,
- possibilité d'obtenir dans l'argile des têtes d'inclusions deux à trois fois plus larges que le diamètre de la colonne.

b. Inconvénients :

- risque de striction dans les sols compressibles,
- installation du béton sous des conditions non idéales,

II.3.1 Inclusions de type pieux battus ou forés

II.3.1.1 Pieux battus tubés Afin de donner une bonne illustration, le schéma suivant nous permettra de mieux comprendre ce procédé.

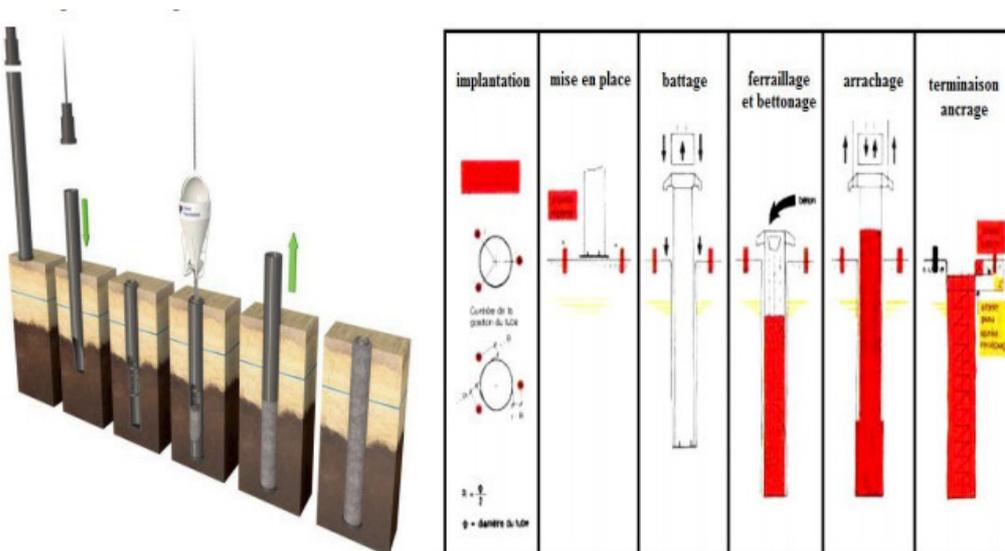


Figure II.8 Schéma du procédé de réalisation et mise en œuvre des pieux battus tubés,(BOUSMAHA,2017)

Ce procédé consiste au battage par mouton sec d'un élément préfabriqué (béton ou acier). Le ferrailage et le bétonnage gravitaire se fait à l'abri du tube afin que le tube soit ensuite extrait du sol. Ce procédé se fait par refoulement du sol sans déblais.

II.3.1.2 Pieux forés simples ou forés tubés

Le choix entre l'utilisation de pieux forés simples et de pieux forés tubés dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe :

- Le procédé du pieu foré simple est utilisé dans un sol cohérent et hors nappe, il consiste à forer le sol, puis à mettre en place dans le forage le ferrailage et le béton,

- Le procédé du pieu foré tubé est utilisé dans un sol ne permettant pas de réaliser un forage sans "coffrage temporaire", cela consiste à réaliser un pieu foré à l'intérieur d'un tube préalablement inséré dans le sol.

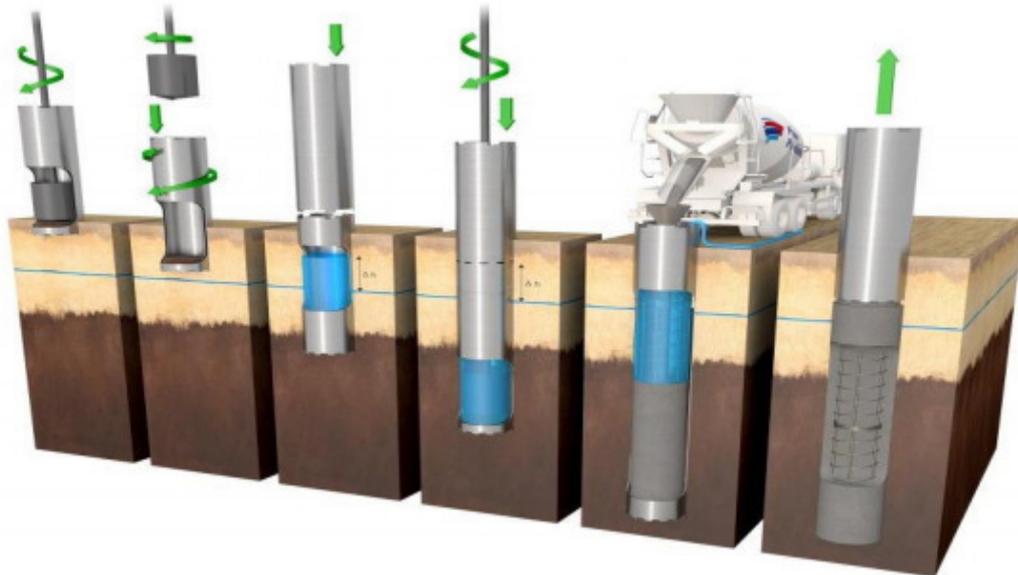


Figure II.9 schéma du procédé de réalisation des pieux forés simples,(BOUSMAHA 2017)

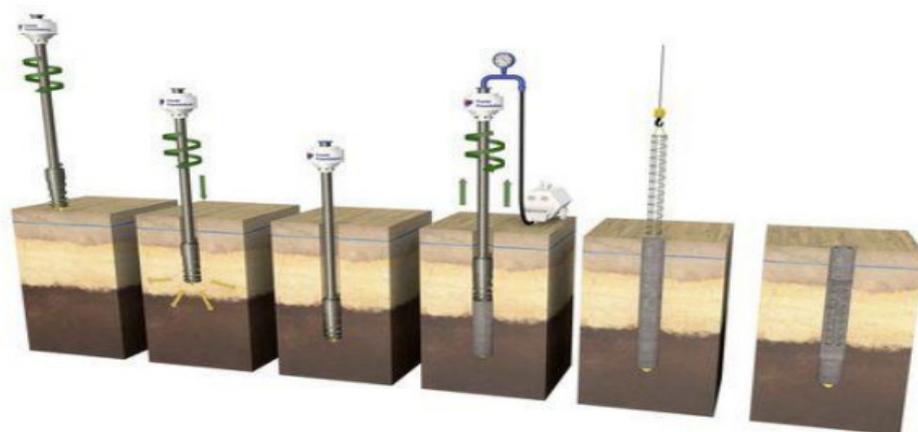


Figure II.10 schéma du procédé de réalisation des pieux forés tubes, (BOUSMAHA,2017)

Ce type de procédé nécessite des moyens puissants, générant des déblais avec un rendement faible par rapport aux modes précédents.

II.3.1.3 Pieux forés à la tarière creuse

Ce type de procédé se caractérise en premier lieu par le forage du sol à l'aide d'une tarière jusqu'à la profondeur souhaitée, suivie par l'injection du béton sous pression par l'axe de l'outil tout en remontant ce dernier. En dernier lieu, la cage d'armature est mise en place par vibreur.

Généralement ce type de foreuses est doté d'un système d'enregistrement numérique des paramètres de forage (vitesse d'avancement, vitesse de rotation, couple de rotation) ainsi que du bétonnage (pression d'injection, débit, vitesse de remontée).

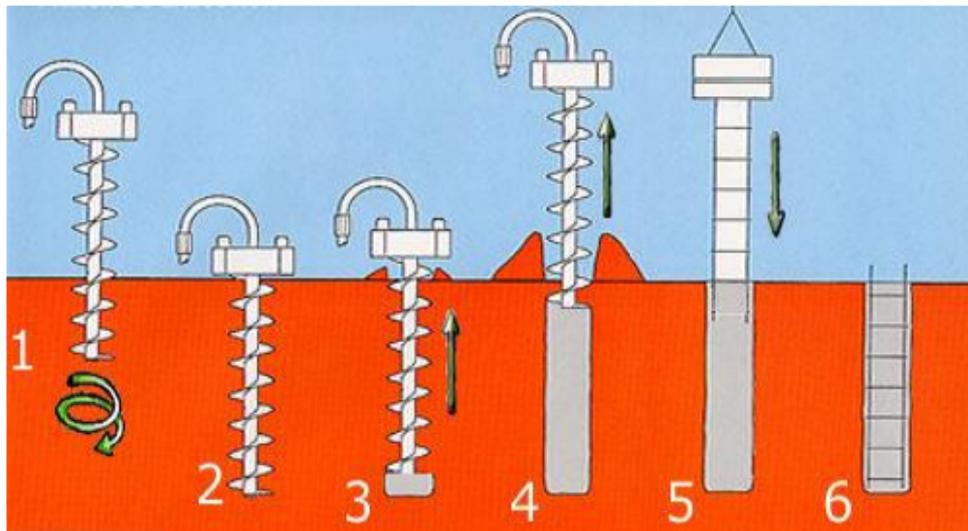


Figure II.11 schéma de principe du procédé des pieux forés à la tarière creuse, (BOUSMAHA 2017).

II.3.1.4 Pieux forés type STARSOL

L'outillage de STARSOL, avec la Super Tarière de l'entreprise de forage Soletanche Bachy, est une technique similaire d'exécution des pieux forés (la Figure II.12), ayant comme moyen d'exécution une tête de rotation puissante, par un moteur hydraulique compact afin d'entraîner simultanément une tarière creuse et un tube plongeur. La tarière et le tube sont munis d'outils de forage du terrain à leur base. L'ensemble est vissé dans le sol à forte cadence, avec la possibilité d'ancrage dans des couches dures ou mi-dures. Concernant le système de bétonnage, il est doté de deux lumières latérales situées à la base du tube plongeur permettant une bonne injection du béton sous pression. En permanence, le volume et la pression du béton sont contrôlés. Sachant qu'un dispositif dégage automatiquement les déblais au fur et à mesure de la remontée de la tarière. Finalement, des cages d'armatures complètes peuvent être mises en place après la fin du bétonnage. Il est possible de noter les différents avantages suivants pour ce type de procédé :

- pas de tubage.
- pas de boue de forage.
- aucun risque d'éboulement.
- début du bétonnage sans relevage de la tarière.
- béton coulé sous pression.

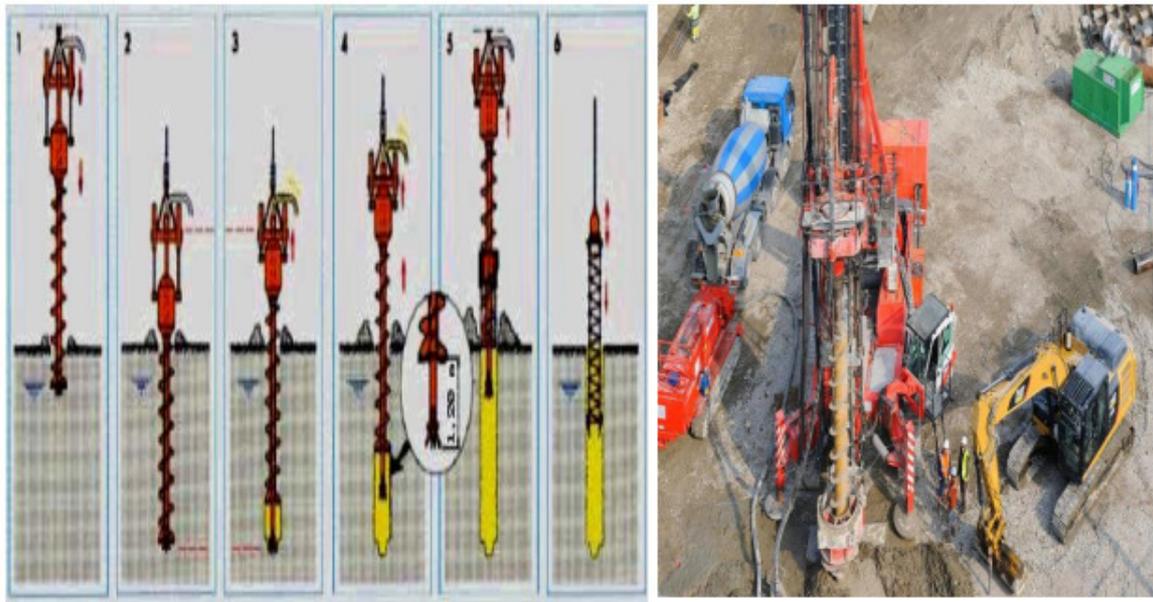


Figure II.12 Schéma de principe du procédé des pieux forés. STARSOL,(BOUSMAHA 2017)

II.3.2 Pieux de type VIBRO CONCRETE COLUMN

Les colonnes de type VibroConcreteColumn(VCC) constituent un procédé de remplacement des pieux bétons traditionnels [Keller 2004]. Sachant que dans un sol cohérent, les caractéristiques des VCC ne diffèrent pas de celles des pieux bétons, par contre dans des sols granulaires, la capacité portante de la colonne peut être améliorée par le compactage du sol grâce au vibreur installé. La procédure de mise en œuvre est décrite dans la Figure II.13, consistant à introduire dans le sol un vibreur électrique jusqu'à la couche dure qui sera ensuite compacté par ce dernier. L'instrument est alors légèrement remonté et le béton est injecté. A fur et à mesure que l'instrument remonte lentement la colonne est construite. Cette technique est faite par refoulement du sol et ne génère pas de déblai, permettant dans certaines conditions d'améliorer les propriétés du sol traité.

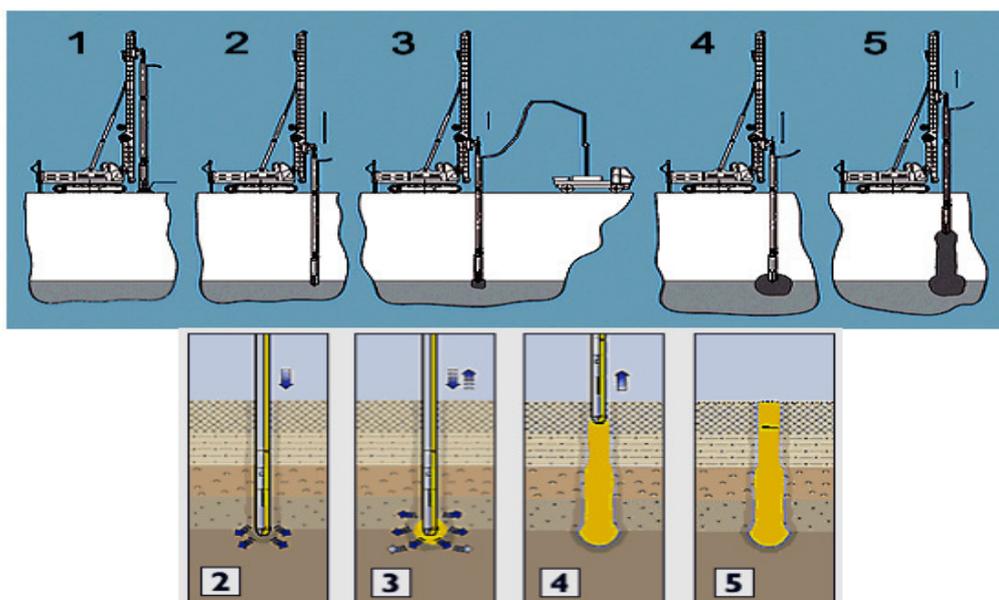


Figure II.13 schéma de principe du procédé des pieux de type VCC,(keller 2004)

II.3.3 Colonne à module contrôlé

Les CMC sont réalisées par refoulement du sol et sans déblais à l'aide d'un outil creux permettant l'alimentation des colonnes par la pointe (la Figure II.14). Les engins employés sont spécialement conçus pour développer conjointement une poussée sur l'outil particulièrement élevée, ainsi qu'un fort couple, de façon à refouler les sols latéralement au cours de la pénétration de la tête en vis. Un mortier fluide est libéré au cours de la remontée dans la cavité de sol par l'âme de la vis spéciale, de façon à constituer une colonne de 40 à 50 cm de diamètre.

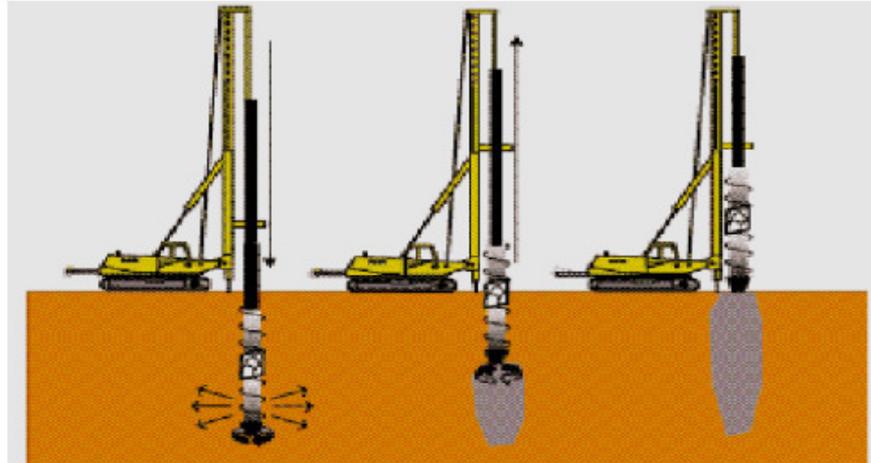


Figure II.14 Schéma de principe du procédé des colonnes à module contrôlé, (MENARD 1994).

II.4. Le matelas de transfert de charge

Le matelas de transfert de charge assure la transition entre les charges appliquées en surface et les inclusions rigides. Il permet de concentrer les charges sur les inclusions, de réduire et homogénéiser les tassements en surface grâce à la formation de voûtes. Ainsi sa présence permet de diminuer les sollicitations sur l'ouvrage afin d'en assurer le bon fonctionnement et la pérennité.

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué par un matériau noble comme des graves ou du ballast, par des matériaux traités à la chaux ou au ciment, afin d'en augmenter les propriétés mécaniques (Dano *et al.*, 2004) ou encore par un matériau grossier. Cette dernière option est certainement la moins onéreuse alors que l'utilisation d'un matériau noble peut s'avérer coûteuse. Cependant il n'existe aucune étude concernant le développement des mécanismes de report de charge en fonction de la nature du sol constituant le matelas (Briançon *et al.*, 2004).



Figure II.15 réalisation de matelas de transfert de charge, (EXBRAYAT et al 2011).

II.5. Les nappes de renforcement

Le renforcement en base du matelas de transfert de charge est fait par des nappes horizontales de géosynthétique, Selon leur disposition dans la plate-forme granulaire, ces nappes peuvent avoir des rôles différents :

- Lorsque le géosynthétique est mis en œuvre directement sur les têtes d'inclusion (Figure II.5a), il assure, par effet membrane, le transfert de toute ou d'une partie de la charge qui serait appliquée sur le sol compressible vers les têtes d'inclusions.
- Lorsqu'une ou plusieurs nappes mis en œuvre au sein de la plate-forme granulaire (Figure II.5b), à l'effet membrane se rajoute alors un effet d'armature rigidifiant la plateforme

Les nappes de renforcement sont généralement constituées soit de géotextiles, soit de géogrilles qui permettent l'enchevêtrement du sol dans la nappe. Dans certains cas, le matelas est également renforcé par un treillis soudé (Combarieu *et al.*, 1994).

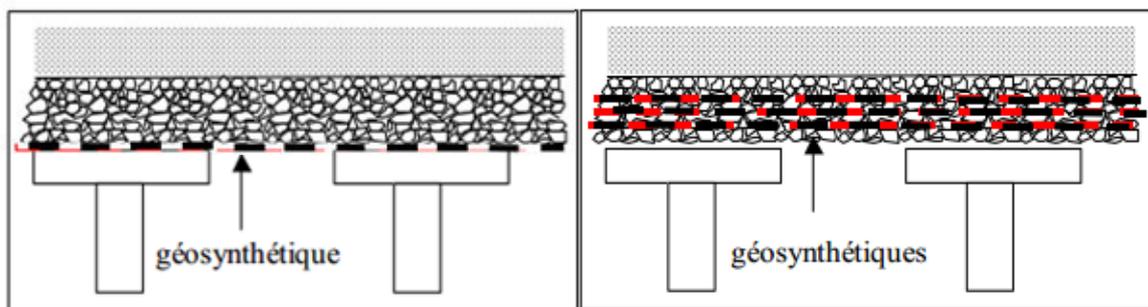


Figure a

figure b

Figure II.16 différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge, (BRIANÇON 2004).

II.6. Domaine d'application

Actuellement, cette technique est utilisée principalement pour fonder des ouvrages tels que des remblais routiers ou ferroviaires, des dallages et fondations de bâtiments industriels, commerciaux et portuaires, des réservoirs de stockage ou des bassins et ouvrages de stations d'épuration :

- ❖ Remblais routiers ou ferroviaires : les remblais sur sols compressibles d'ouvrages linéaires tels que les routes, autoroutes et voies ferrées constituent un grand domaine d'application du renforcement par inclusions rigides verticales. Il est utilisé tant en section courante, que pour des sections particulières telles que les accès aux ouvrages d'art, où une attention particulière est apportée aux interactions avec les fondations de l'ouvrage. Le renforcement par inclusions rigides verticales permet d'accélérer la construction des remblais tout en limitant le tassement différentiel.
 - ❖ Dallages et fondations de bâtiments industriels, commerciaux et portuaires : l'exigence principale pour ces ouvrages est de minimiser le tassement différentiel entre les fondations et le dallage, alors que des charges localisées importantes (stockage de conteneurs, voies de roulement...) peuvent être appliquées sur les dallages.
 - ❖ Ces ouvrages diffèrent des remblais par la faible épaisseur de la plate-forme de transfert entre les têtes d'inclusion et l'ouvrage, qui doit être cependant suffisante pour autoriser le développement de « voûtes ».
- Réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages de stations d'épuration : cette dernière catégorie est proche de la précédente en termes de tassements admissibles qui doivent être limités pour éviter tout désordre à l'ouvrage. Elle est caractérisée également par la forte variation possible des charges en raison des variations du taux de remplissage des réservoirs.
- ❖ L'utilisation d'inclusions rigides peut s'étendre également au renforcement d'ouvrages en zone sismique. En effet, sous sollicitation sismique, le renforcement du sol compressible par des inclusions rigides prévient le développement de surfaces de rupture alors que la plate-forme de transfert (couche granulaire) sur laquelle l'ouvrage peut éventuellement glisser sans dommage représente une zone dissipatrice d'énergie. Ce principe a été utilisé à grande échelle pour les fondations du pont de Rion-Antirion (Pecker et Teyssandier, 1998).

La Figure II.7 présente différents domaines d'application :

Les remblais routiers ou ferroviaires (a), les remblais d'accès à des ouvrages d'art (b), les fondations pour plates formes industrielles (c), réservoirs de stockage ou stations d'épuration

(d).

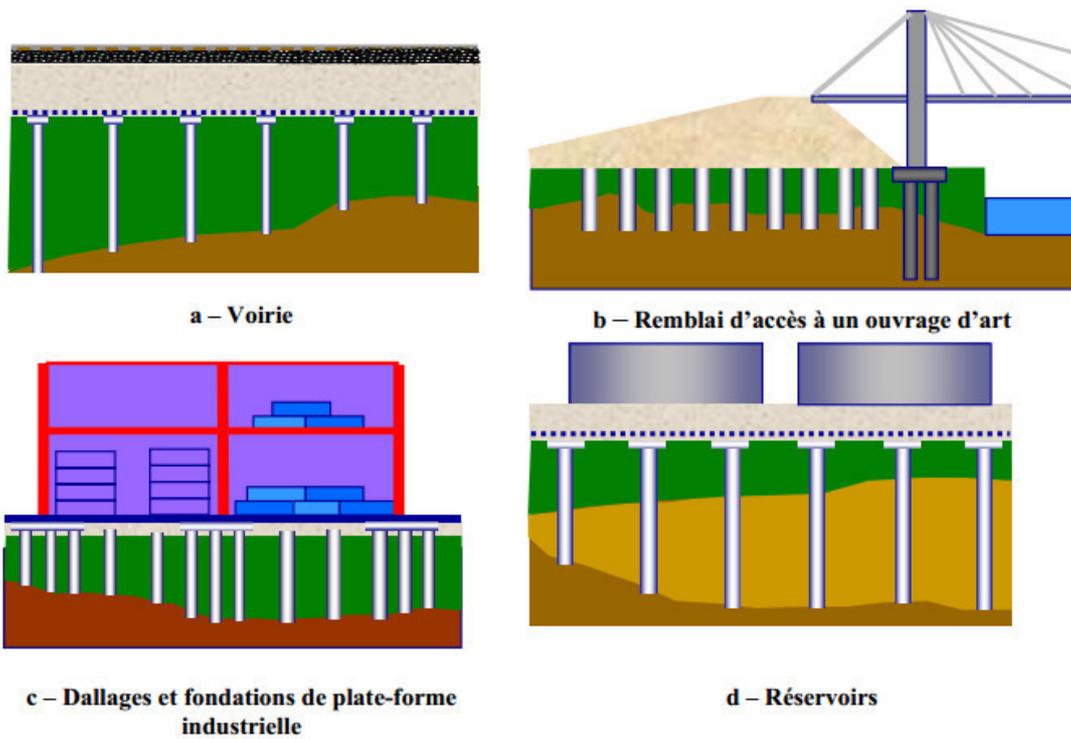


Figure II.17 domaines d'application,(JENCK 2005).

II.7 Cas historique

II.7.1 fondation de réservoir sur inclusions rigides Indonésie 1982

Les fondations présentées dans la figure II.11 ont été conçues en 1982 en Indonésie pour les murs de protection en terre armée de près de 10 m de hauteur sur 6.5 m de large d'un ensemble de réservoirs de rétention de gaz naturel liquéfié. Elles sont techniquement plus élaborées et reposent sur vingt à trente mètres d'argile compressible. Les murs sont fondés sur des tubes métalliques ouverts de 0.40 m de diamètre, chacun d'eux étant recouvert d'une plaque métallique de 0.50 m de côté. L'ensemble des pieux est remblayé par un matelas granulaire de 1 m d'épaisseur. Ce dernier est rigidement renforcé horizontalement par une structure continue d'armatures métalliques qui joint et recouvre les têtes des pieux battus.

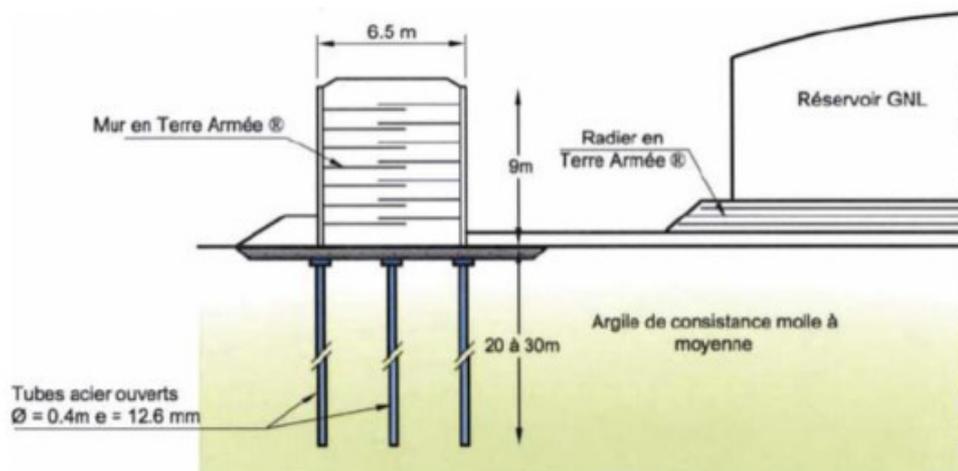


Figure II.18 fondation de réservoir sur inclusions rigides Indonésie. (ASIRI 2005-2011)

II.6.2 remblai d'accès à PS - Chambéry (1991)

En 1990, Simon et D'Apolito (1991) ont étudié les fondations et les remblais d'accès d'un passage supérieur de l'autoroute A43, près de Chambéry en France (figure II.8).

Cet ouvrage avait pour but de doubler l'ouvrage existant fondé sur des pieux déjà très sollicités et pour lesquels il fallait empêcher tout effort supplémentaire. Sans précautions particulière, les 7 mètres du nouveau remblai auraient entraîné 80 cm de tassement et de 1 cm de déplacement horizontal du sol de fondation, constitué de 12 m de sol argileux. La solution proposée a consisté en un renforcement du sol de fondation par des inclusions rigides en sol-mixing de 37 cm de diamètre et de 15 m de longueur, supportant à la fois le nouveau remblai et la fondation superficielle de l'ouvrage neuf.



Figure II.8 Remblai d'accès de l'autoroute A43 – Chambéry.France .(terrasol2010)

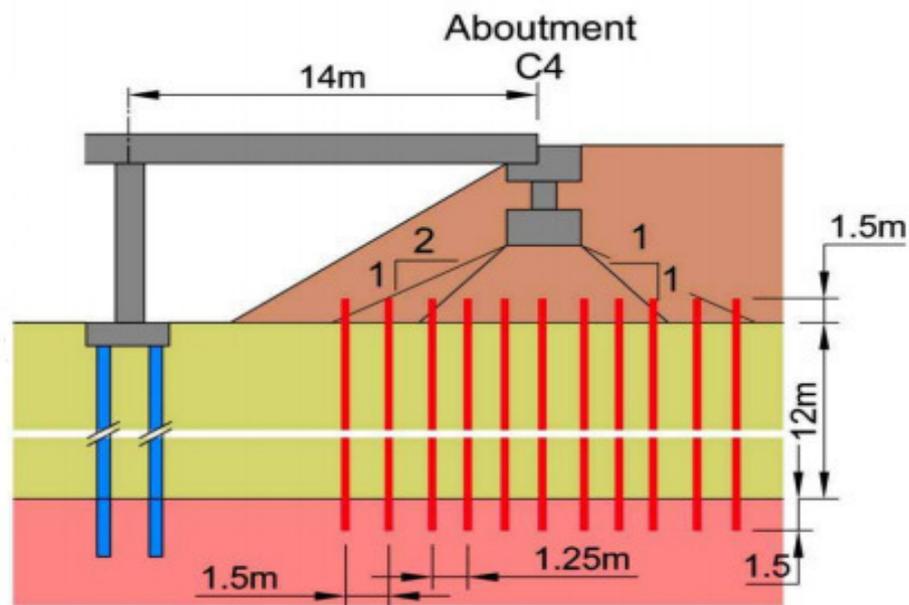


Figure II.19.Pilier et remblai sur des inclusions rigides pour la section de l'autoroute A43,Chambéry .France (ASIRI 2005-2011)

II.6.3Remblai derrière quai - Montoir (2001)

En 1999, le port autonome de Nantes - Saint-Nazaire a construit un quai sur pieux, à Montoir-de-Bretagne en bord de Loire (Combarieu and Frossard, 2003). La transition entre la dalle sur pieux et la berge instable a été assurée par des inclusions rigides flottantes de 30m de longueur et encastrées dans les limons alluvionnaires d'une puissance de 40m et de caractéristiques moyennes à ces profondeurs.

Les inclusions, espacées de 3.50m et de 54cm de diamètre, furent réalisées à la tarière continue et en béton fibré. Elles ont été coiffées de dalles préfabriquées de 1.40 m par 1.40 m, elles-mêmes recouvertes d'une nappe de treillis soudé disposée dans le matelas granulaire de répartition. La justification prévoyait, en l'absence de traitement du sol de fondation, des

tassements de 1 m ,réduits à 20cm avec les inclusions rigides.les tassements mesures ont été compris entre 5 et 10 cm

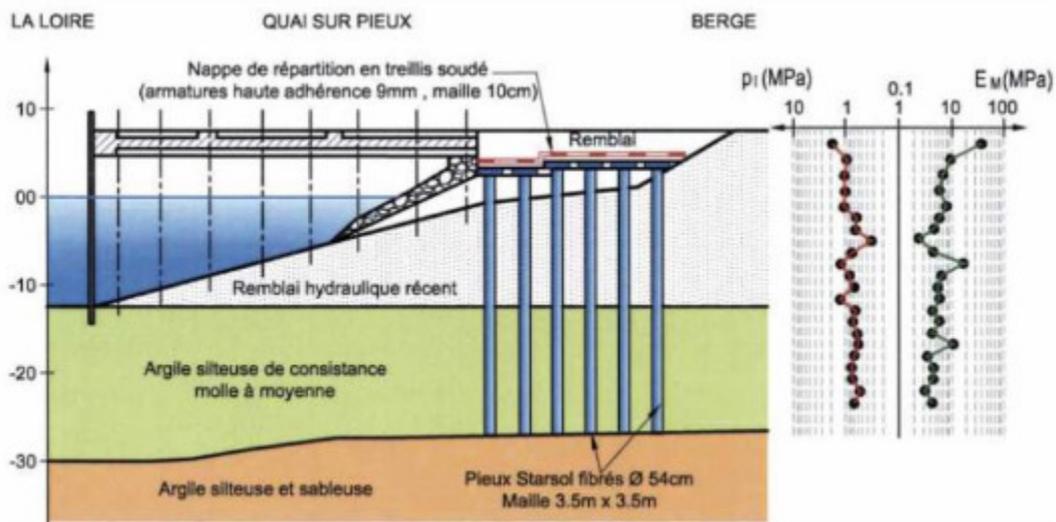


Figure II.10 zone de transition sur inclusions entre un quai sur pieux et la berge (Montoir-de-Bretagne).(ASIRI 2005-2011)

II.7.4 Réalisation de 2 lignes ferroviaires pour le RER/GEN Dilbeek Belgique 2010

Réalisation de 2 lignes ferroviaires pour le Réseau Express Régional RER/GEN, un projet pour améliorer les transports publics dans un rayon de 30 km autour de Bruxelles. L'amélioration des sols par inclusions rigides a été choisie.

La solution proposée a consisté un renforcement des remblais par des inclusions rigides 1600 inclusions sont réalisés de diamètres 41 cm et 35 cm .



Figure II.20lignes ferroviaires pour le Réseau Express Régional RER/GEN(Keller 2010)

Conclusion

Durant ces dernières années, l'utilisation des inclusions verticales est devenue fréquente pour la réalisation des ouvrages d'art. Ce type de procédé est utilisable afin de réaliser des ouvrages ponctuels, linéaires ou de grande surface sur des sols compressibles de toute nature. Le but est de permettre d'améliorer la capacité portante initiale du sol.

La technique consiste à réaliser sous une fondation le nombre nécessaire d'inclusions pour atteindre la sécurité et le tassement recherché

Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'inclusions rigides destiné à éliminer les tassements excessifs d'un sol compressible chargé nécessite le calcul des divers efforts, moteurs ou résistants, qui se développent tout le long de l'inclusion, depuis sa tête jusqu'à sa pointe. Dans ce présent chapitre, on va présenter le principe de fonctionnement des inclusions, et le dimensionnement des inclusions rigides.

III.1 Principe de fonctionnement de l'inclusion rigide

Considérons dans un premier temps un sol compressible non traité où l'on applique un chargement réparti tel qu'un remblai. Le tassement le plus important se trouvera à la surface du sol et va décroître non linéairement jusqu'au sol résistant.

A présent on associe au sol compressible une Inclusion Rigide non ancrée dans le substratum résistant. Quand on s'éloigne de cette inclusion le sol se comporte comme précédemment, le sol n'est pas renforcé et le profil de tassement est important. En revanche, dans un périmètre proche de l'Inclusion, le champ de contrainte et de déformation est modifié. Quant au tassement de l'inclusion il est faible mais non négligeable en raison d'une légère compression du matériau.

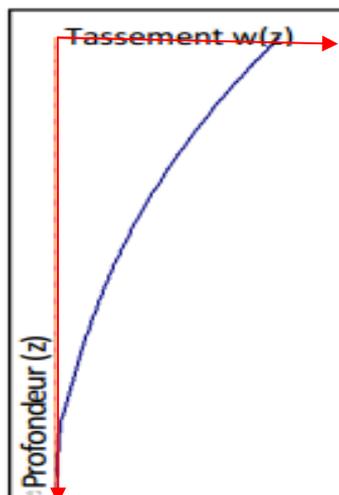


Figure III. 1 exemple de profil de tassement du sol non traité en fonction de la profondeur.
(Brancher 2010)

Dans le cas où l'inclusion est ancrée dans le sol résistant, le tassement est d'avantage diminué. Attention toutefois à ne pas systématiser cet ancrage. Si cette disposition peu paraître la plus performante, elle peut en revanche amener à la concentration d'efforts de traction en pied d'IR dans le cas d'efforts sismique.

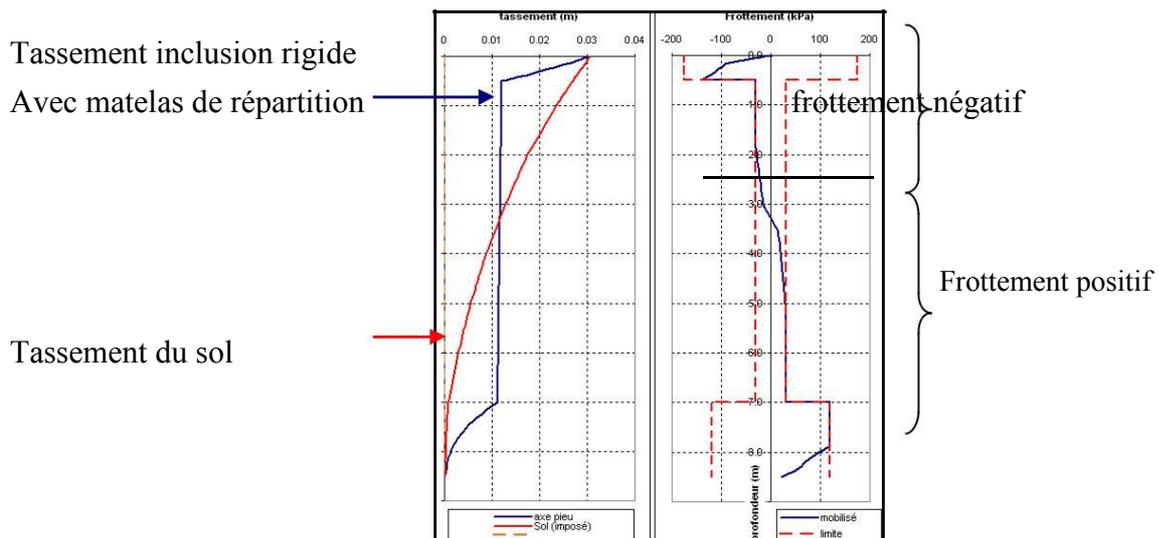


Figure III.2 Exemple de Profil de tassement du sol et de l'inclusion Rigide dans une zone traitée. (Brancher 2010).

La figure III.2 nous montre que dans la partie inférieure le tassement du sol est plus faible que celui de l'inclusion. A l'inverse dans la partie supérieure, c'est l'inclusion qui tasse moins que le sol. Cette différence de comportement met en avant un phénomène faisant apparaître un frottement négatif et un frottement positif.

Cette différence de tassement entre sol et inclusion aura pour conséquence la création de poinçonnement du remblai par l'Inclusion. La face supérieure de l'Inclusion (supposée horizontale) est assimilable au comportement d'une plaque d'ancrage sollicitée par traction vers le haut. Cet effort dépendant de l'épaisseur et de la qualité du remblai est non négligeable.

L'inclusion étant d'autant plus efficace qu'elle décharge le terrain environnant, l'objectif est de lui transmettre les efforts moteurs maximaux. Pour cela il faut que la capacité portante en pointe de l'inclusion soit la plus élevée possible. Ceci implique la recherche d'un niveau porteur suffisant qui est lié à la qualité de sol dans lequel se situe la pointe de l'Inclusion.

Dans le cas où l'inclusion serait arrêtée dans un sol médiocre, l'inclusion tassera fortement et la tête de la déformée relative sol-inclusion ne permettra d'obtenir qu'un faible effort d'ancrage

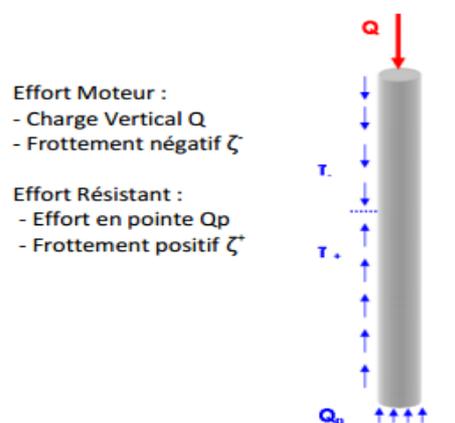


Figure III.3 effort agissant sur l'inclusion.(Brancher.2010).

III.2 fonctionnement d'un réseau d'inclusions

Pour un groupe d'Inclusions on comprend aisément que la capacité à dimensionner de manière fiable un réseau d'inclusion dépend de la capacité à déterminer le mode de répartition des contraintes.

Pour déterminer correctement cet équilibre, on doit impérativement prendre en compte les déplacements. En effet, les tassements différentiels entre les inclusions rigides et sol alentour créent des efforts moteurs ou résistants dues aux frottements positifs et négatifs.

De plus, une Inclusion isolée ne permet pas d'obtenir une réduction localisée des contraintes et des tassements. Par contre, en additionnant les réductions locales, un réseau d'Inclusions permet la diminution généralisée de ces effets. Par conséquent, à qualité et épaisseur de matelas égale, la réduction est d'autant plus élevée que le maillage du réseau est fin.

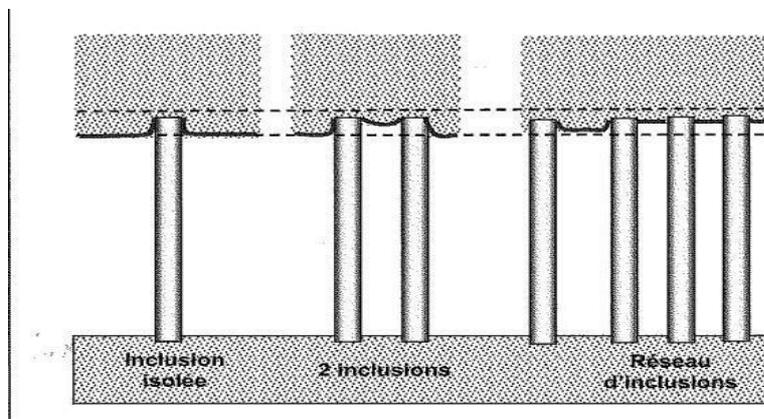


Figure III.4 Incidence de la densité d'Inclusions rigides. Keller

Quant aux mécanismes, ils restent les mêmes que pour les Inclusions isolées, l'effet de groupe n'affectant que les intensités. La seule différence à noter concerne la capacité du groupe d'Inclusion à reprendre en tête tout l'effort mobilisé par l'effort d'ancrage. Ainsi bien que le réseau réduise significativement les tassements d'ensemble, la capacité portant de chaque Inclusion n'est pas optimisée. Il est donc nécessaire de définir le maillage qui apportera un bon rapport Tassement/Résistance en pointe.

III.3 Le dimensionnement des inclusions rigides

La méthode proposée (Combarieu, 1988) procède de la démarche suivante :

Un remblai est à édifier sur un sol compressible ; il en résulte un tassement que l'on cherche à réduire par un réseau d'inclusions il sera pratiquement indispensable d'arrêter celles-ci dans un niveau porteur, sans lequel l'efficacité est très compromise

Pour dimensionner le réseau, on imposera que le maillage conduise, à la surface des sols médiocres, à une contrainte « résiduelle », que l'on se fixe, et qui est une fraction de la contrainte induite par le remblai. On calcule pour une inclusion du réseau l'effort qui lui est

transmis en tête, en tenant compte de l'effet de groupe. La contrainte résiduelle à l'interface remblai-sol en place agit elle-même au niveau du fût des inclusions, qu'elle surcharge par frottement négatif. De ce fait, et par l'effet de groupe, ce frottement négatif réduit en profondeur les contraintes induites dans le sol médiocre ; on tient compte de cette réduction pour le calcul du tassement final du sol compressible.

La connaissance de l'effort moteur total transmis à l'inclusion permet le dimensionnement final optimal du fût de l'inclusion; c'est de la sorte que l'on est tout naturellement amené, pour des raisons économiques, à prévoir des inclusions surmontées d'une platine beaucoup plus large que leur fût.

Nous ne développerons pas ici les méthodes de calcul d'un ancrage isolé, auquel est assimilable la tête de l'inclusion. Ces méthodes sont variées et ont été passées en revue récemment par MARBAIS et NGUYEN THANH LONG (1984); on doit d'ailleurs y ajouter celle préconisée par MENARD (1969), conduisant à des expressions de la capacité d'ancrage identiques à celles introduites par cet auteur pour les pointes de pieux, dans la théorie pressiométrique.

Il n'existe pas de formulation en ce qui concerne l'effet de groupe. Aussi proposons nous de le modéliser comme suit, ce qui, après examen approfondi des méthodes rappelées ci-dessus et de certaines conditions aux limites concernant l'effet de groupe en question, nous a paru assez réaliste et du côté de la sécurité vis- à-vis du problème à résoudre: on fait l'hypothèse que l'effet de groupe des têtes d'inclusions est équivalent à l'effet de groupe correspondant à des éléments fictifs, ayant la même section droite que les inclusions et surchargés, sur la hauteur h_r par frottement négatif.

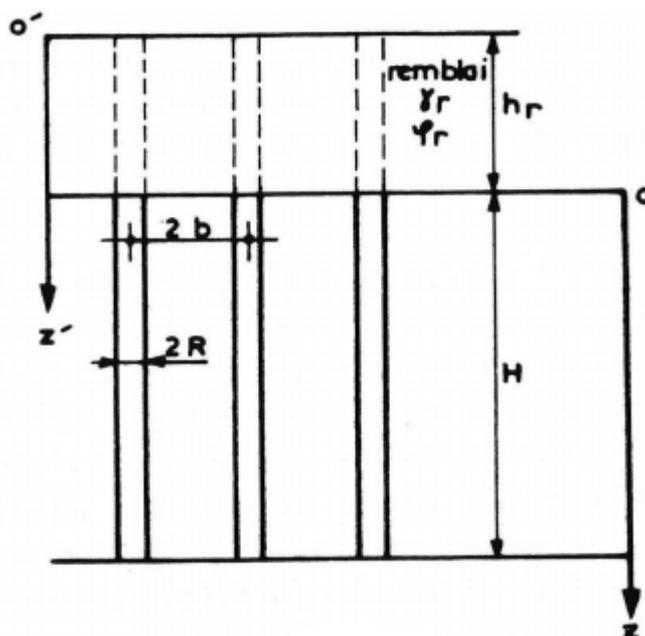


Figure III.5 Géométrie sol renforcé-remblai (COMBARIEU.1988).

On se reportera aux études de COMBARIEU (1974, 1985) sur le frottement négatif, qui définissent tous les paramètres utilisés pour la justification de la méthode exposée et à laquelle il est fait très largement appel. Dans les conditions posées, la contrainte verticale $q'(z')$ qui règne à la cote z' dans le remblai, entre les inclusions fictives, est donnée par

$$q'(z') = \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-m_r z'}) \quad (1)$$

Où $m(\lambda; \frac{b}{R})$ sont successivement déterminés

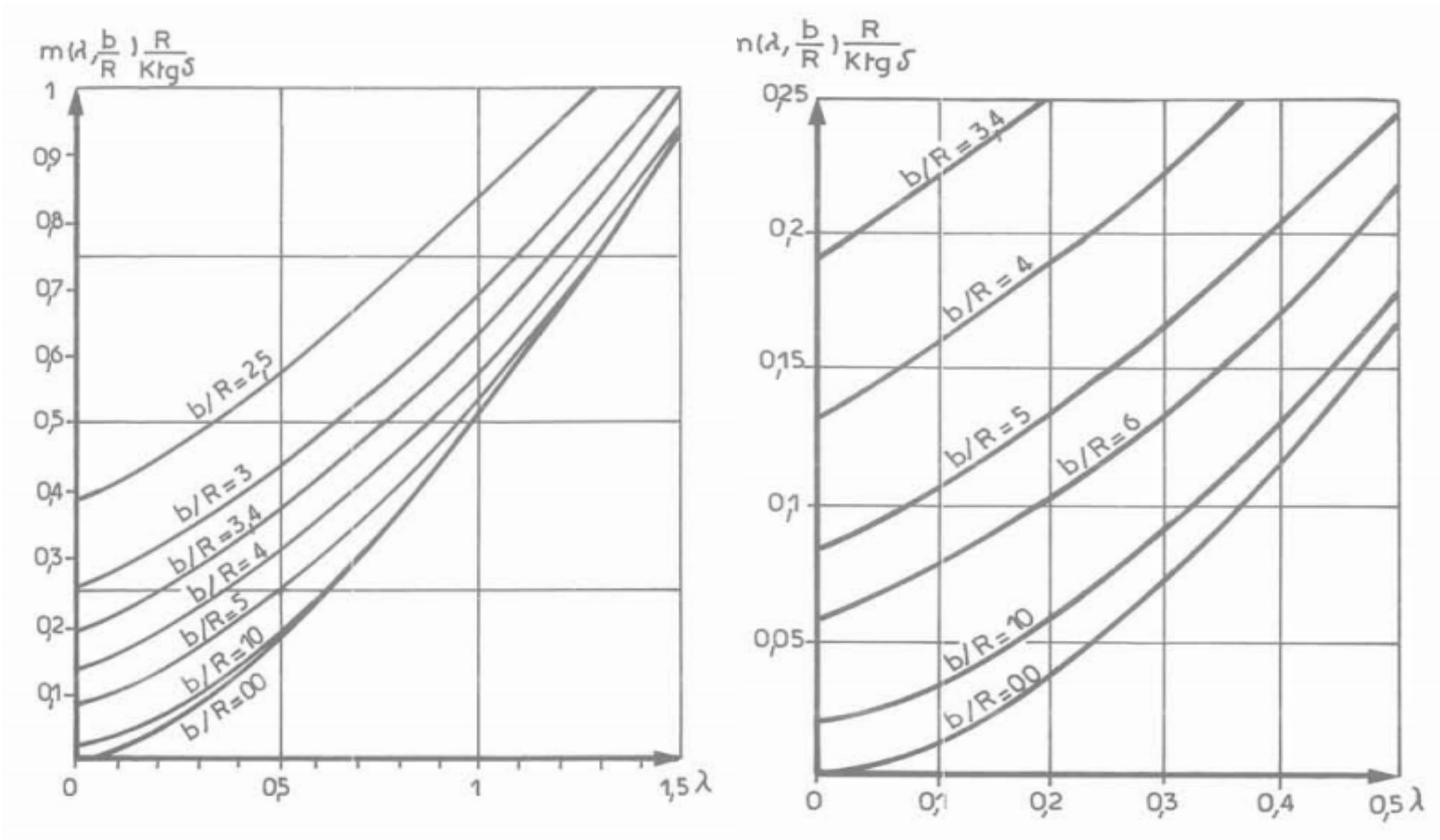
Le remblai a un angle de frottement φ_r ; le long des inclusions fictives, le contact est caractérisé par $K \tan \delta$ avec ($\delta = \varphi_r$) que l'on se fixe.

Le coefficient d'accrochage λ est donné par l'une des expressions suivantes :

$$\lambda = \frac{1}{0.5 + 25ktg\delta} \quad \text{pour } Ktg \delta \leq 0.15$$

$$\lambda = 0.385 - Ktg \delta \quad \text{pour } 0.15 \leq Ktg \delta \leq 0.385$$

$$\lambda = 0 \quad \text{pour } Ktg \delta \geq 0.385$$



Abaque 01 Détermination de $m(\lambda; \frac{b}{R})$

Le coefficient $m(\lambda, \frac{b}{R})$ est déterminé en utilisant l'abaque 1, connaissant $\frac{b}{R}$, R , $Ktg \delta$ Pour le remblai, où l'on aura généralement $\lambda = 0$, on obtient :

$$m(\lambda=0; \frac{b}{R}) = \frac{2R ktg \delta}{b^2 - R^2}$$

si le maillage est carré, avec une maille d , on a

$$\frac{b}{R} = \frac{d}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}}$$

S'il est rectangulaire, alors

$$\frac{b}{R} = \frac{d}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}} dd'$$

Au niveau $Z' = h$ de la base du remblai, (où $z = 0$ pour le sol naturel), la contrainte résiduelle vaut donc:

$$q'(h_r) = \frac{\gamma_r}{m_r(\lambda=0; \frac{b}{R})} \left\{ 1 - e^{-m_r(\lambda=0; \frac{b}{R})h_r} \right\}$$

Finalement, au niveau $z = 0$, on a l'égalité

$$\pi b^2 \gamma_r h_r = \pi (b^2 - R^2) q'(h_r) + \pi R^2 \gamma_r h_r + F_{n,r}(2)$$

où F_{nr} est le frottement négatif transmis à l'inclusion, laquelle est chargée par

$Q = F_{n,r} + \pi R^2 \gamma_r h_r$, valeur que l'on cherchera à rendre la plus forte possible, de sorte que la contrainte $q'(h)$ soit, elle, la plus petite possible.

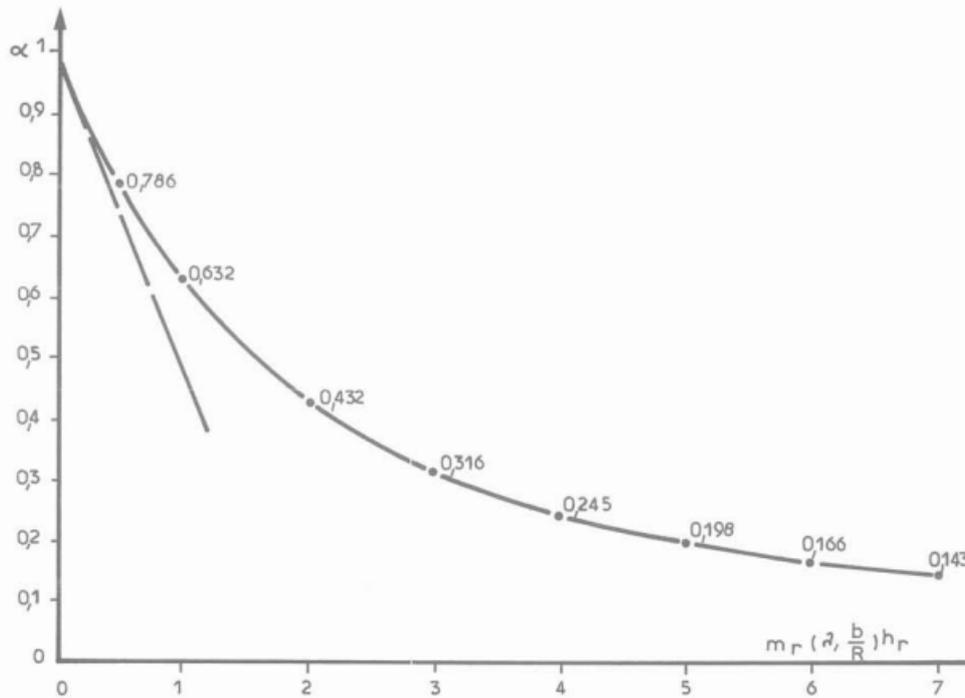
En pratique, on se fixera comme objectif de ramener sur le sol médiocre la contrainte $\gamma_r h_r$ sans renforcement à une valeur $q'(h)$, après renforcement, acceptable vis-à-vis des tassements ultérieurs qu'elle engendrera.

On pose donc $q'(h) = \alpha \gamma_r h_r$, définissant le paramètre $\alpha < 1$, et la liberté de choix est laissée quant à la valeur du diamètre $2R$ de l'inclusion ; on en déduira $\frac{b^2}{R^2}$

donc le maillage. D'après (1) et (3), on a

$$\alpha \gamma_r h_r = \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-m_r h_r})$$

soit $e^{-m_r h_r} = 1 - \alpha m_r h_r$ (4) qui déterminera $m_r h_r(\alpha)$ pour α donné (abaque 2)



Abaque 02 Détermination de $m_r(\lambda, \frac{b}{R})$

Le maillage est donné par (abaque 3) :

$$\frac{b^2}{R^2} = 1 + \frac{2ktg\varphi_r}{[m_r(\lambda, \frac{b}{R})h_r]} \cdot \frac{h_r}{R} \quad (5)$$

Ce résultat mène aux constatations suivantes, conformes aux conclusions auxquelles on peut aboutir par un raisonnement qualitatif:

1. à qualité croissante de remblai, l'intensité du maillage nécessaire décroît. L'effet de voûte entre têtes d'inclusion est effectivement meilleur.
2. plus α est faible, plus le maillage est serré.
3. pour une valeur R du rayon de l'inclusion, le maillage augmente (à a donné) avec h , q' (h) augmentant plus vite que Yhr .

Conclusion

Le dimensionnement des inclusions exige que soient précisées certaines données comme la fonction de l'ouvrage (remblai routier courant, remblai d'accès à un ouvrage, digue de retenue d'eau, etc.), ses caractéristiques géométriques (hauteur minimum et largeur en crête, emprise disponible), Ces données permettent de prédire le mode de rupture probable et de choisir la méthode de dimensionnement adéquate pour évaluer la stabilité du remblai, l'amplitude et la vitesse des tassements et des déplacements horizontaux du massif argileux de fondation. Cette technique permet de conserver le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable.

Introduction

Les renforcements de sol, comme toute autre technique liées aux travaux géotechniques, nécessitent une surveillance de l'exécution des travaux, un suivi et un entretien suivant les prescriptions de l'Eurocode7.

Les essais et contrôles portant sur les travaux de renforcement de sol par inclusions rigides comprennent tout où partie des essais suivants :

- Essais de chargement statique sur inclusion isolée, pouvant être soit des essais de chargement à la rupture, soit des essais de portance et de déformations.
- Contrôles d'intégrité du fût ;
- Contrôles d'implantation ;
- Contrôles du matelas ;
- Contrôles du géotextile ou géogridde ;

IV.1.Essais de chargement statique en compression sur inclusion isolée

Ces essais sont réalisés suivant la norme NF P 94-150 complétés par les modalités définies ci-après.

IV.1.1 Essais de chargement à la rupture

L'essai consiste à appliquer sur l'inclusion une charge croissante en traction ou en compression. Durant cet essai, le déplacement de la tête du pieu est notamment observé.

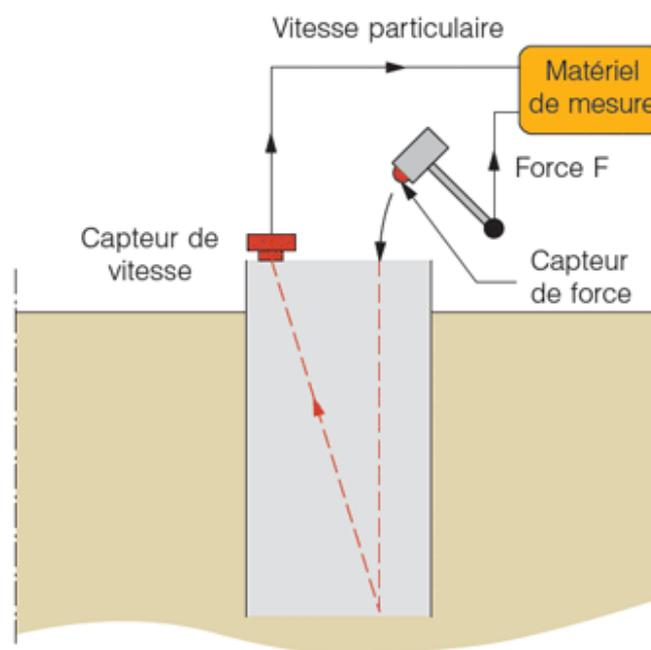


Figure IV.1 Schéma de principe de la méthode de chargement statique,(guide technique LCPC 2006).

Ce type d'essai a pour objet :

- De valider les paramètres de dimensionnement définissant la charge de rupture.
- Et éventuellement d'optimiser le projet par rapport :
 - aux caractéristiques réelles du sol.
 - et /ou à la technique utilisée.

IV.2 Contrôles d'intégrité du fût

IV.2.1 L'intégrité

La vérification de l'intégrité d'une inclusion béton consiste en la réalisation d'essais par réflexion ou par impédance.

IV.2.1.1 Méthode par réflexion

Cette méthode, dont le principe est donné sur la figure V.2 donne l'évolution de la vitesse particulière de l'onde réfléchi en fonction du temps.

La détermination de la célérité de l'onde dans le béton, généralement comprise entre 3500 et 4500 m/s, permet d'établir la courbe de la vitesse particulière en fonction de l'estimation de la longueur du pieu et de l'écho de fond de pieu.

L'essai consiste à générer trois impacts successifs en tête de pieu. L'interprétation s'appuie sur la visualisation de la signature du sol.

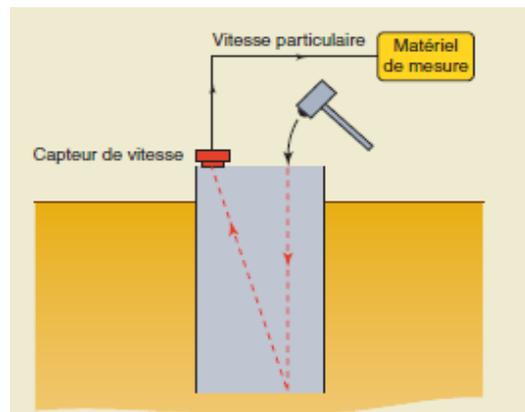


Figure IV.2 Schéma de principe de méthode de réflexion (guide technique LCPC 2006)

IV.2.1.2 Méthode par impédance

Cette méthode, dont le principe est donné sur la figure 13, est comparable à la méthode par réflexion. Elle consiste à étudier le spectre de fréquence de l'admittance. elle associe la mesure de la force appliquée au marteau, lors du choc en tête de pieu, à un traitement mathématique du signal réfléchi.

Les pics d'admittance correspondent aux temps d'arrivée de l'onde réfléchi, caractéristiques des singularités éventuelles et du fond de pieu.

Cependant, contrairement à la méthode par réflexion, la relation temps/profondeur ne peut être déterminée puisque dans la quasi-totalité des cas, la signature du sol n'est pas identifiable

du fait de la représentation dans le domaine fréquentiel. La longueur est calculée pour des célérités de 3500 m/s et 4000 m/s qui sont choisies arbitrairement.

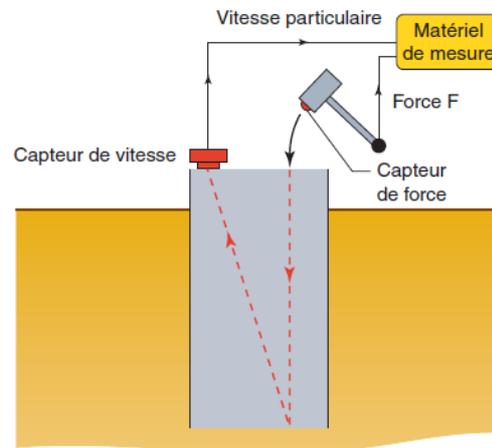


Figure IV.3 schéma de principe de la méthode par impédance (guide technique LCPC 2006).

IV.2.3 Caractéristiques mécaniques du matériau constitutif

IV.2.3.1 Essais d'écrasement

Les caractéristiques mécaniques du matériau constitutif des inclusions sont vérifiées par des essais d'écrasement à 7 et 28 jours avec un minimum de :

- 1 prélèvement (6 éprouvettes) tous les 100 m³ mis en œuvre ;
- 1 prélèvement (6 éprouvettes) tous les 3 jours ;
- 2 prélèvements (12 éprouvettes) par chantier.

Pour certaines techniques (jet grouting, soil mixing), les prélèvements peuvent être faits en tête de colonnes en fin d'exécution.

IV.2.3.2 Essai de consistance

Dans le cas d'un approvisionnement en béton par toupies, il sera effectué par au minimum deux essais de consistance de béton frais sur chaque camion de livraison (un essai avant la mise en œuvre, un essai au cours de la mise en œuvre.)

Dans le cas d'un approvisionnement en béton par une centrale de fabrication située sur site, les essais de consistance seront réalisés à raison de un essai pour 10 m³.

IV.2.3.3 Qualité de la tête d'inclusion

Quand la technique d'arase utilisée permet de garantir une qualité de la tête d'inclusion et une précision du niveau acceptables, le recépage n'est pas nécessaire et un contrôle visuel est suffisant.

IV.3 Contrôle de la qualité et de l'épaisseur du matelas de répartition

IV.3.1 Épaisseur

Le contrôle de l'épaisseur totale doit être fait au minimum par simple comparaison entre le nivellement de la plate-forme de travail fait après reprofilage, et celui fait après la réalisation du matelas. Pour contrôler l'épaisseur de matelas au-dessus des têtes d'inclusions, il faut également prendre en compte le nivellement des têtes d'inclusions après recepage éventuel.

Le contrôle de la qualité du matelas de répartition doit se faire au droit de l'inclusion et entre inclusions. Le matériau du matelas doit faire l'objet d'une identification et d'un contrôle de compacité.

IV.3.2 Essais d'identification

- Les essais d'identification à fournir concernent les paramètres suivants :
- origine du matériau.
- caractéristiques de dureté : Los Anglos, Micro Deval.
- courbe granulométrique.
- essais de résistance au cisaillement.

IV.3.3 Essais de compacité

Il est recommandé les essais de type « routier » : mesure de densité (à comparer à l'OPM), essais de plaque, CBR ou IPI...

En cas d'épaisseur de matelas supérieur à 80cm, on peut utiliser le pressiomètre ou le pénétromètre statique pour évaluer la compacité.

IV.4 Contrôles du géotextile ou géogrille

Les contrôles doivent porter en particulier sur :

- les produits livrés sur le chantier
- L'évaluation de la conformité du matériau du matelas avec celles prises dans le dimensionnement du renforcement vis-à-vis des risques d'endommagement et de la durabilité des géosynthétiques ;
- la vérification des conditions de manutention et de stockage qui doivent être conformes aux recommandations du fournisseur ;
- la vérification de la mise en œuvre du renforcement. Le positionnement du produit doit être conforme au plan de calepinage et aux recommandations du fournisseur. En particulier, l'orientation, le sens de pose et les recouvrements ou jonctions doivent être vérifiés ainsi que les dispositions d'ancrage

Conclusion

A partir de ce chapitre on conclut que les méthodes d'auscultation ont un but de déterminer de la nature et de la localisation des défauts de structures des pieux et l'état réel d'exécution des travaux pour avoir un bon fonctionnement des inclusions et pour faciliter l'entretien des ouvrages.

Les méthodes d'auscultation sont parfois fort coûteuses, et l'une des difficultés de l'établissement d'un bon programme d'auscultation est de procéder à toutes les investigations nécessaires à la détermination des causes des désordres et de leurs mécanismes, ainsi qu'à l'établissement du projet de réparation, tout en évitant les essais et recherches inutiles ou qui ne permettraient pas de répondre aux questions que l'on se pose.

Introduction

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une résolution numérique des équations, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact.

Dans ce présent chapitre, on propose une analyse des déplacements, dus au chargement vertical sur pieu, à l'aide du logiciel de calcul PLAXIS 2D. Celui-ci repose sur la théorie des éléments finis.

V.1 Présentation de logiciel PLAXIS

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux et trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle en 2D ou en 3D. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe horizontale de l'ouvrage à étudier.

Ce logiciel procure de nombreux avantages parmi lesquels :

- La facilité de saisie et la rapidité des calculs grâce aux développements informatique récents ;
- Possibilité d'avoir une idée rapide sur le comportement du sol traité vis-à-vis des charges extérieures ;
- La donnée de l'état de déformation et de contraintes en tout point ;
- Le raffinement du maillage est possible afin d'avoir plus de précision dans certaines zones ;
- Possibilité de traçage de courbes pour analyse de l'évolution du comportement du sol en fonction du temps ou du chargement ;
- Possibilité de faire un calcul par phasage afin de mieux décrire les modes d'exécution des projets.

V.2 Méthodologie de modélisation avec Plaxis :

Nous présentons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul avec Plaxis.

- **Géométrie du modèle**

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de Propriétés sont disponibles.

- **Définition des paramètres des matériaux**

Il convient de définir les différentes propriétés des matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, etc....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs

interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non-drainé ou non-poreux).

Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage

- **Maillage**

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), le maillage est effectué à l'aide de l'option « mesh »

- **Phase de calcul**

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par l'option « calculation ». L'interface « input » de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: « calculation ». Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output »

V.3 Modèles de comportement sous Plaxis :

Le logiciel Plaxis V8 comporte plusieurs modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol, chacun des modèles est conçu pour décrire le comportement d'un type de sol, et nécessite un certain nombre de paramètres. D'après le manuel de Plaxis V8, il y a deux modèles qui sont plus utilisés :

- **Modèle élastique linéaire :**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

- **Modèle de Mohr-Coulomb:**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilatance Ψ .

V.4 Application et discussions

V.3.1 présentation du projet

La rocade routière Nord-Est de Bourges, réalisée en 2013-2014 sous la maîtrise d'ouvrage et la maîtrise d'œuvre du Conseil Général du Cher, traverse un ancien site d'enfouissement de déchets. Le passage de la future route sur cette zone se fait en remblai et un dispositif de renforcement par inclusions rigides a été choisi.

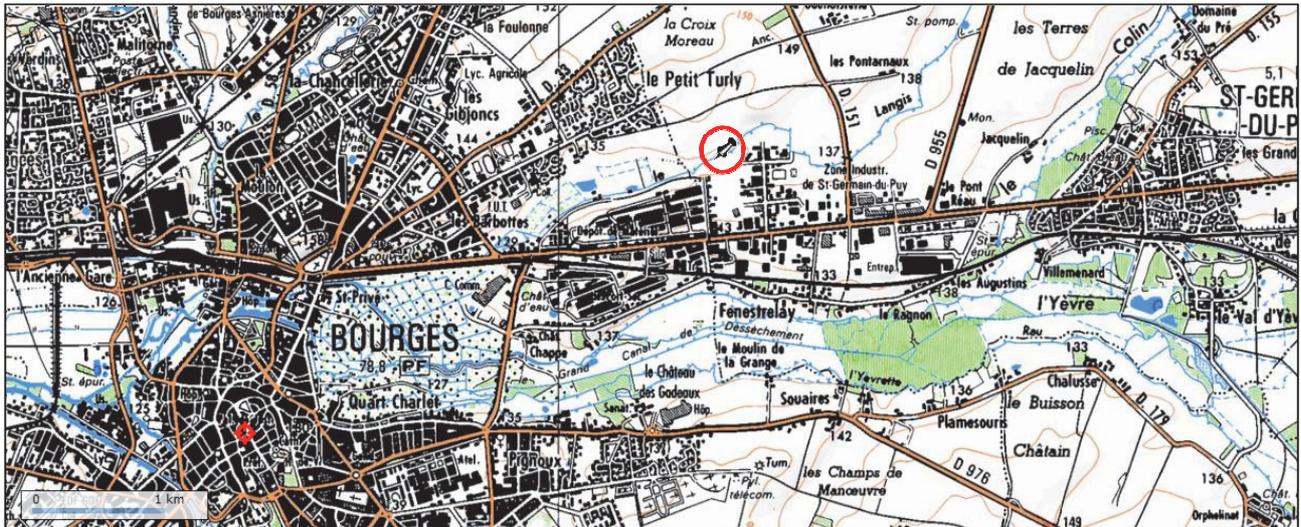


Figure V.1 localisation du site, (FERBER et al 2015).

Les différentes campagnes de sondages géotechniques menées dans le cadre des études de projet de l'infrastructure ont révélé la présence, sous le tracé de future route, d'une ancienne carrière de calcaire, utilisée par la suite en décharge sur la commune de Saint-Germain-du-Puy (figure V.2 et V.3) exploitée jusqu'en 1989. Cette décharge, située au lieu-dit « Les Boubards », représente pour l'assise de l'infrastructure routière une zone particulière soumise aux servitudes inhérentes à la fermeture de la décharge.



Figure V.2 photographie des déchets (FERBER et al 2015)



Figure V.3 localisation de la décharge par rapport au projet (FERBER et al 2015)

Pour limiter les tassements à l'about du remblai, le sol d'assise est renforcé par des inclusions rigides

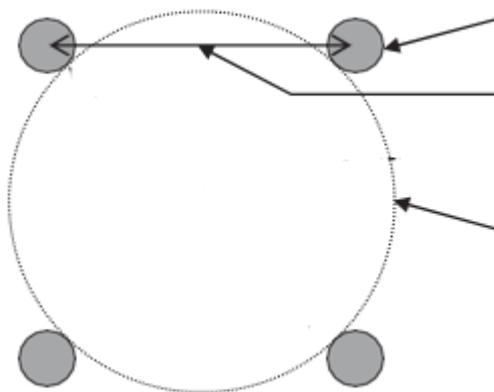
la géométrie et les propriétés des matériaux

- Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le tableau V.1 et les propriétés des inclusions sont au tableau V.2.

Tableau V.1 propriétés des couches de sols et des interfaces

Formation	Epais	γ_{sat3}	γ_{unsat}	P_{LM}^*	E_M	c'	ϕ'	α	E	ν
	<i>m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>kPa</i>	<i>degré</i>	-	<i>MPa</i>	-
Remblai routier A	Max 8 m	20	18,6	-	-	5	33	-	30	0,3
Matelas de repartition B	0,8	20	19,4	-	-	5	38	-	50	0.3
Couverture C	1,0	18	17	0,6	9	0	30	1/2	18	0,38
Déchets matures D	7,0	10	9	0,2	2	5	22	2/3	3	0,3
Substratum calcaire E	-	19	18,5	4,3	45	40	35	1/2	200	0.33

- Propriétés des inclusions



Diamètre des inclusions 0,4 m

Le maillage m 2m x 2m

Cercle inscrit entre 4 inclusions

Figure V.4 principe des inclusions

Tableau V.2 propriétés des inclusions

Paramètre	Désignations	Mur de soutènement
Type de comportement	Type	Elastique
Rigidité normale (KN/m)	EA	$2,667 \cdot 10^6$
Rigidité de flexion (KN/m)	EI	$3,465 \cdot 10^6$
Diamètre (m)	d	0.4
Poids (KN/m)	w	24
Coefficient de Poisson	ν	0,2

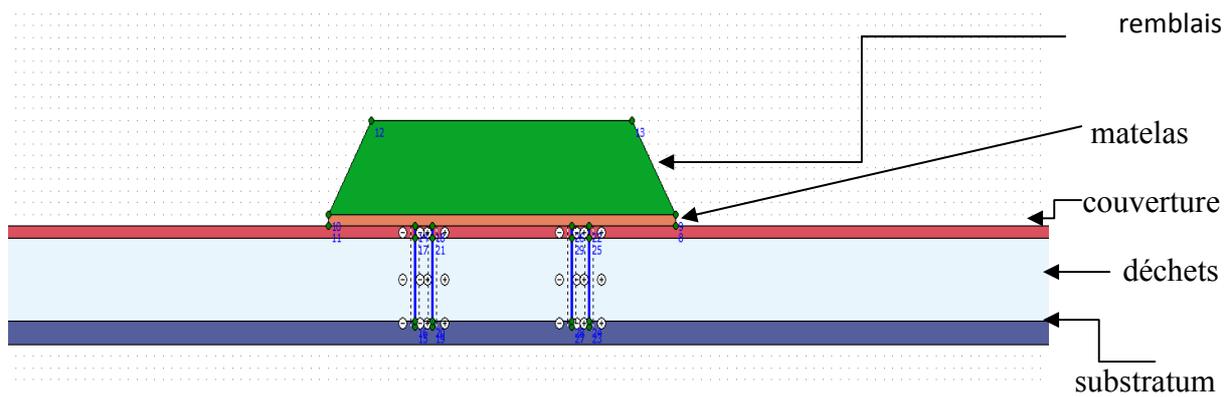


Figure V.5 géométrie de couches de sol

V.3.2 Génération du maillage

On règle la finesse du maillage Global Coarseness sur (Coarse). Le maillage est présenté sur la figure V.6, ce modèle se fait par des éléments à 15 nœuds.

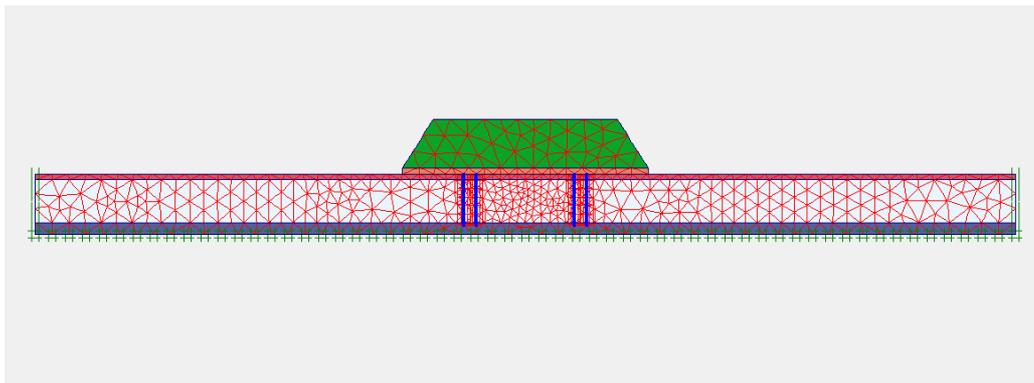


Figure V.6 maillage du modèle.

La fonction initiale conditions est utilisée pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique). Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe au dessous le substratum (figure V.7)

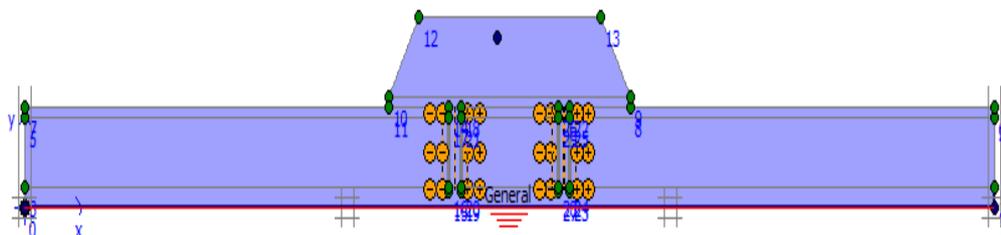


Figure V.7 définition du niveau de la nappe phréatique

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments représentant les pieux. Le calcul de procédure K_0 est effectué en définissant un facteur $\Sigma weight$ (figure V.8). donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul.

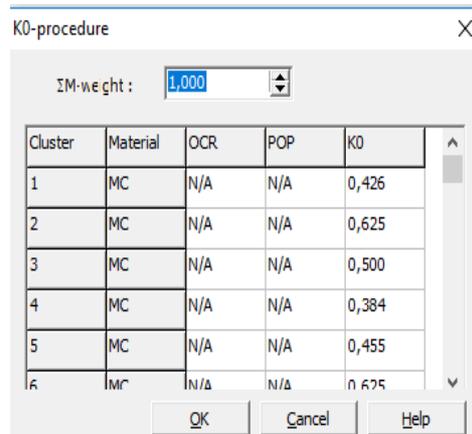


Figure V.8 définition du multiplicateur pour la procédure K_0

V.3.3 Procédure de calcul

Le calcul se fait en 05 phases

Phase 0

Initiation des contraintes ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 application de la gravité

Calcul plastique ;

Choisir l'option ignore undrained behaviour ;

Entre total multipliers dans loading multipliers;

Choisir des points de suivi des déplacements en différents points dans le remblai, à coté des pieux,

Phase 2 activation des pieux

Calcul plastique ;

Choisir l'option ignore undrained behavior et l'option reset displacements to zero ;

Choisir l'option staged construction ;

Activer les pieux à partir de bouton define,

Phase 3 activation de remblai

Calcul plastique ;

Choisir l'option ignore undrained behavior et l'option reset displacements to zero ;

Choisir l'option staged construction ;

Activer le remblai à partir de bouton define,

Phase 4 activation chargement

Calcul plastique ;

Choisir l'option ignore undrained behavior et l'option reset displacements to zero ;

Choisir l'option staged construction ;

Activer le chargement à partir de bouton define,

Phase 5 calcul de coefficient de sécurité

Calcul phi/c reduction ;

Choisir l'option ignore undrained behavior et l'option reset displacements to zero ;

Choisir l'option staged construction ;

Accepter le choix de l'incriment standard $Msf = 0.100$,

V.3.4 Résultats et discussions

On note un déplacement total maximum avant le renforcement d'une valeur $45.75 \cdot 10^{-2}$ m

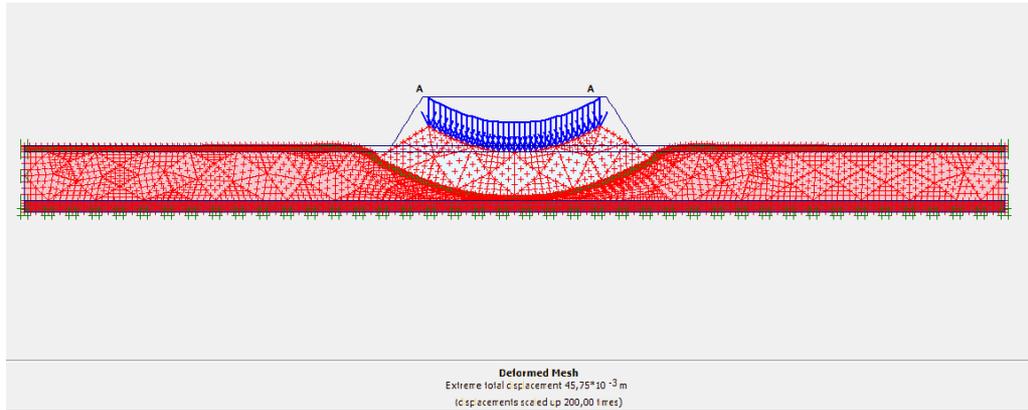


Figure V.9 déformation après l'application de la gravité

Activation des pieux et le remblai et le chargement

Après l'activation on registre un déplacement total de $28.6 \cdot 10^{-2}$ m

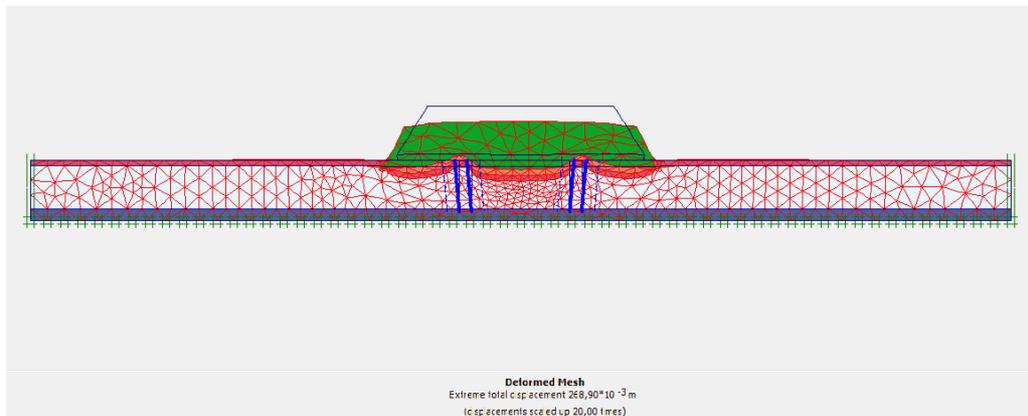


Figure V.10 déformation après l'application des pieux

Le cas de réseau d'inclusions de maillage 1.4m x1.4m

Le déplacement égal à $14.67 \cdot 10^{-2}$ m

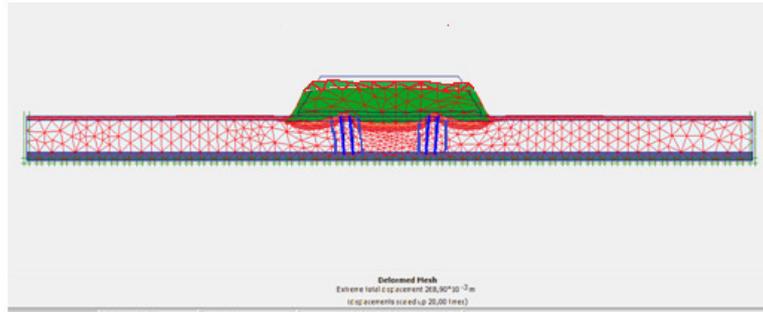


Figure V.11 déformation de réseau de 8 inclusions de maillage 1.4m x 1.4 m

Le cas de réseau d'inclusions de maillage 2.5m x 2.5m

Le déplacement égal à $34.67 \cdot 10^{-2}$ m

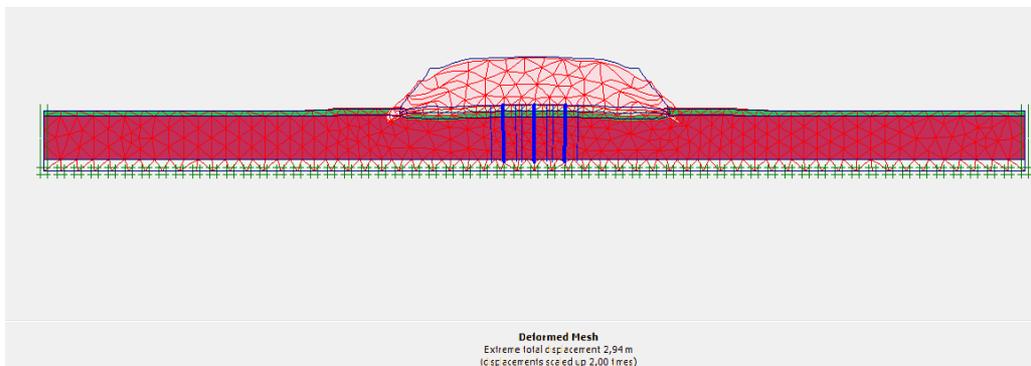


Figure V.12 déformation de réseau de 8 inclusions de maillage 2.5m x 2.5 m

A travers les calculs précédents On peut conclure que le maillage joue un rôle dans le calcul de déplacement

A chaque fois de maillage et dense de déplacement est faible.

Conclusion

Les inclusions verticales sont utilisées pour stabiliser le remblai donne les résultats suivantes

- La position des inclusions influe sur le calcul de déplacement
- Le maillage dense des inclusions donne un faible déplacement.

Conclusion

L'objectif de ce travail est d'étudier, numériquement, l'influence du renforcement par les inclusions rigides des sols compressibles recevant des remblais autoroutiers de grande hauteur sur le comportement de ses sols.

Les applications relatives aux remblais renforcés par IR montrent l'intérêt indéniable de cette solution de renforcement pour les sols compressibles de faible portance.

L'effet du renforcement du remblai sur sol compressible par des inclusions rigides est un phénomène complexe limitant l'utilisation des calculs analytiques. La modélisation numérique de cet effet nécessite des outils professionnels tels que PLAXIS,... faisant intervenir des éléments de renforcements, des éléments d'interface et des modèles de comportement avancés tel que le modèle pour les sols mous (SSM) avec des calculs en petite et en grande déformations.

Afin de réduire l'ampleur de ces tassements et d'assurer la stabilité de l'ouvrage, nous avons opté pour l'amélioration de ce sol par la mise en place des inclusions rigides. Ce choix reste le plus approprié à notre avis, du fait qu'il est envisagé pour le renforcement des sols de faible portance et compressible. Cette solution est d'exécution rapide comparativement à la solution de fondations profondes (pieux).