

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.
Ecole Nationale Polytechnique.



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement

Mémoire de Master en Génie Civil

Intitulé :

Renforcement des sols par colonnes ballastées

Réalisé par :

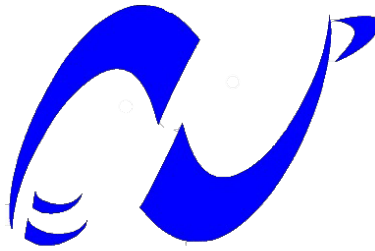
Mohamed OUARZIDINI

Présenté et soutenu publiquement le 22 Juin 2016 devant le jury composé de :

Président	M.	A. Bali	Professeur	ENP
Rapporteur	M.	S. Belkacemi	Professeur	ENP
Examineurs	M.	A. Abdelguerfi	M.A.A	ENP
	Mme.	S. Stihi	M.A.A	ENP

ENP 2016

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.
Ecole Nationale Polytechnique.



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement

Mémoire de Master en Génie Civil

Intitulé :

Renforcement des sols par colonnes ballastées

Réalisé par :

Mohamed OUARZIDINI

Présenté et soutenu publiquement le 22 Juin 2016 devant le jury composé de :

Président	M.	B. Bali	Professeur	ENP
Rapporteur	M.	S. Belkacemi	Professeur	ENP
Examineurs	M.	A. Abdelguerfi	M.A.A	ENP
	Mme.	S. Stihi	M.A.A	ENP

ENP 2016

DEDICACE

Je dédie ce travail à :

Ma mère

Mon père

Mon oncle Ahmed

Ma tante Sarah

Mes sœurs et frère

Ma famille

A tous ceux qui me sont chers

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier lieu ALLAH, de m'avoir donné le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

*Je remercie mon encadreur et directeur de recherche, **Pr. BELKACEMI Smain**, à qui je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour toute la confiance qu'il m'a témoignée, les encouragements, les orientations, les conseils et l'aide qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de cette période.*

*Je voudrais également adresser mes vifs remerciements à mon professeur, et Président du Jury, **Pr. A. BALL**.*

*Je remercie chaleureusement mes professeurs, et membres du Jury, **Monsieur A. ABDELGUERFI et Mme. S. STIHI**.*

Je n'oublie pas de remercier l'ensemble du corps d'enseignement et administratif qui a contribué à ma formation, ainsi que tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté aide et encouragement, et particulièrement, celle qui m'a donné naissance.

ملخص

التربة عموماً مادة غير متجانسة ذات خصائص متغيرة جداً. المشاكل الرئيسية المرتبطة بالتربة تتمثل عموماً في قدرة تحمل منخفضة، تشوه كبير (تكدسات مطلقة وتفاضلية) تحت الأحمال الساكنة أو الديناميكية (زلازل)، وخاصة التربة الرملية فضفاضة والمشبعة. تطور ميكانيكا التربة، والبحوث في مجال الهندسة الجيوتقنية، سمح بتطوير مجموعة واسعة من التقنيات لتعزيز التربة ذات خصائص جيوميكانيكية فقيرة، ومن بين هذه التقنيات، سندرس الأعمدة الحجرية، وهي جزء من تحسين التربة عن طريق الإدراج المرن، والمعروف عن قدرتها على تشوه بشكل كبير تحت التحميل.

الكلمات المفتاحية: تقنيات، تدعيم، التربة، عمود، حجر.

Abstract

Soil is generally a heterogeneous material with very variable characteristics. The main problems related to the soil are generally manifested by low bearing capacity, large deformations (absolute and differential settlements) under static or dynamic loading (earthquakes) especially loose and saturated sandy soils. The development of soil mechanics, and research in the field of geotechnical engineering, allowed the development of a wide range of techniques for enhancing a soil with poor geomechanical properties. Among these techniques, we will study the stone columns, which are part of land improvements using soft inclusions, known for their ability to sustain huge deformations under the action of a load.

Keywords: Techniques, reinforcement, soil, column, ballast.

Résumé

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de manière générale se manifestent par une capacité portante faible, des déformations (tassements absolus ou différentiels) importants sous charges statiques, ou dynamiques (séisme) particulièrement pour les sols sableux lâches et saturés. Le développement de la mécanique des sols, et les recherches dans le domaine de la géotechnique, ont permis la mise au point d'une large gamme de techniques permettant l'amélioration d'un sol présentant de médiocres propriétés géomécaniques. Parmi ces techniques, on étudiera celle des colonnes ballastées, faisant partie des améliorations de sols par inclusions souples, connues pour leur aptitude à la déformation de façon considérable sous l'action d'un chargement.

Mots clés : Techniques, renforcement, sol, colonne, ballast.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale..... 13

Chapitre 1 : Le phénomène de liquéfaction

1.1 Introduction 15

1.2 Description du phénomène 15

1.3 La liquéfaction à l'échelle microscopique 16

1.4 Cas de la liquéfaction dans le monde 17

1.4.1 Barrage de Fort Peck, Etats Unis (1938) 17

1.4.2 Niigata, Japon (1964) 18

1.4.3 Alaska, Etats Unis (1964) 20

1.4.4 Liquéfaction induite par des vibrations de machines 21

1.4.5 Wildlife Refuge, Californie (1987) 22

1.4.6 Moss Landing, Californie (1989) 22

1.4.7 Port d'Island, Kobe, Japon (1995) 23

1.4.8 Chi-Chi, Taiwan (1999) 24

1.4.9 Boumerdes, Algérie (2003) 26

1.4.10 Christchurch, New Zealand (2011) 27

1.5 Conclusion 29

Chapitre 2 : Les techniques de renforcement des sols

2.1 Introduction	31
2.2 Les techniques de renforcement des sols	31
2.2.1 Préchargement	31
2.2.2 Drains verticaux	32
2.2.3 Le compactage dynamique (pilonnage)	34
2.2.4 Le renforcement des sols par inclusions rigides	37
2.2.5 Vibrocompactage (vibroflottation)	39
2.2.6 Inclusions par mélange d'un liant avec le sol (Jet Grouting).....	41
2.2.7 Les géosynthétiques	45
2.2.8 Les plots ballasts	47
2.2.9 Les Colonnes ballastées	49
2.3 Comparaison	49
2.4 Conclusion	50

Chapitre 3 : Le renforcement des sols par colonnes ballastées

3.1 Introduction	52
3.2 Techniques de mise en œuvre	52
3.2.1 Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche	52
3.2.1.1 Principe de la méthode	52
3.2.1.2 Mode d'exécution	53
3.2.2 Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide	55
3.2.2.1 Principe de la méthode	55
3.2.2.2 Mode d'exécution	55
3.3 Domaines d'application	58

3.4 Dimensions des colonnes ballastées	59
3.4.1 La longueur	59
3.4.2 Le diamètre	59
3.5 Le choix des matériaux	60
3.5.1 Matériaux constitutifs des colonnes	60
3.5.2 Epaisseur du matelas de répartition	60
3.6 - Conclusion	61

Chapitre 4 : Les mécanismes de comportement des colonnes ballastées

4.1 Introduction	63
4.2 Comportement des colonnes ballastées au cours du temps	63
4.2.1 La phase initiale	63
4.2.2 La phase de consolidation	63
4.2.3 La phase de fluage	64
4.3 Comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée	64
4.3.1 Sous une fondation souple	64
4.3.2 Sous une fondation rigide	65
4.3.3 Interaction entre le sol et la colonne ballastée	66
4.4 Comportement mécanique d'un réseau de colonnes ballastées	67
4.4.1 Le maillage	67
4.4.2 Sous une fondation souple	69
4.4.3 Sous une fondation rigide	69
4.5 L'amélioration des propriétés mécanique du sol	70
4.6 Conclusion	72
Conclusion générale	73
Références bibliographiques	74

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Le phénomène de liquéfaction

Chapitre 2 : Les techniques de renforcement des sols

Tableau 2.1 : Comparaison entre les différentes techniques d'amélioration du sol. 51

Chapitre 3 : Le renforcement des sols par colonnes ballastées

Tableau 3.1 : Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées. 62

Chapitre 4 : Mécanismes de comportement des colonnes ballastées

Liste des figures

Chapitre 1 : Le phénomène de liquéfaction

- Figure 1 - 1 :** *Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique* 16
- Figure 1 - 2 :** *Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006)* 18
- Figure 1 - 3 :** *Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).* 19
- Figure 1 - 4 :** *Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).* 19
- Figure 1 - 5 :** *Liquéfaction dans les côtes du pacifique, Alaska, EU, 1964.* 20
- Figure 1 - 6 :** *Rupture latérale, un signe évident de liquéfaction.*..... 20
- Figure 1 - 7 :** *Rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par un train de camions vibrosismiques (d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006).*..... 21
- Figure 1 - 8 :** *Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).* ... 22
- Figure 1 - 9 :** *Épandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).*..... 22
- Figure 1 - 10 :** *Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998).*..... 23
- Figure 1 - 11 :** *Séisme de Hyogo-ken Nanbu, Kobe, Japon, 1995.*..... 23
- Figure 1 - 12 :** *Ebullitions de sable de Zhanghua en Taiwan.* 24
- Figure 1 - 13 :** *Domages dus à l'épandage latéral du sol en place.*..... 24
- Figure 1 - 14 :** *Fissures considérables dans le sol à Nantou.* 25
-

Figure 1 - 15 : <i>Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999.</i>	25
Figure 1 - 16 : <i>Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction à Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).</i>	25
Figure 1 - 17 : <i>Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable).</i>	26
Figure 1 - 18 : <i>Epandage latéral dû à Liquéfaction.</i>	27
Figure 1 - 19 : <i>Véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).</i>	27
Figure 1 - 20 : <i>Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).</i>	28

Chapitre 2 : Les techniques de renforcement des sols

Figure 2 - 1 : <i>Principe de préchargement pour le contrôle des tassements (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988).</i>	32
Figure 2 - 2 : <i>Installation des drains verticaux.</i>	33
Figure 2 - 3 : <i>Réseaux de drains verticaux (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988).</i>	33
Figure 2 - 4 : <i>Exemples de chantiers de compactage dynamique.</i>	34
Figure 2 - 5 : <i>Maillage du compactage.</i>	35
Figure 2 - 6 : <i>Exemple d'un pilon utilisé dans le compactage dynamique.</i>	35
Figure 2 - 7 : <i>Chantier de compactage dynamique (aéroport de Nice-France).</i>	36
Figure 2 - 8 : <i>Réseau d'inclusions rigides.</i>	37
Figure 2 - 9 : <i>Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales (d'après Berthelot et al., 2003).</i>	38
Figure 2 - 10 : <i>Réseau d'inclusions soumis à un chargement (Berthelot et al., 2003).</i>	38
Figure 2 - 11 : <i>Frottement le long des inclusions (d'après Berthelot et al. , 2003).</i>	38
Figure 2 - 12 : <i>Le cône d'affaissement autour du vibreur.</i>	40
Figure 2 - 13 : <i>Mode opératoire du vibrocompactage.</i>	40
Figure 2 - 14 : <i>Etat de compacité du sol avant et après traitement.</i>	41
Figure 2 - 15 : <i>Etat de compacité du sol avant et après traitement.</i>	41
Figure 2 - 16 : <i>Les étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.</i>	42
Figure 2 - 17 : <i>Etapes de mise en œuvre du procédé Soilcrete (Document de Keller).</i>	43

Figure 2 - 18 : Exemple de buses utilisées par le procédé Soilcrete (Document de Keller®).	44
Figure 2 - 19 : Colonnes de Soilcrete.	44
Figure 2 - 20 : Renforcement des pentes par géosynthétiques.	45
Figure 2 - 21 : Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement.	46
Figure 2 - 22 : La fonction de renforcement. (a) efforts transversaux ; (b) efforts transversaux et normaux.	47
Figure 2 - 23 : Variation de la capacité portante après utilisation du géosynthétique (Das, 1988).	47
Figure 2 - 24 : Mise en œuvre des plots ballastés.	48
Figure 2 - 25 : Plots ballastés – exemple de coupe type.	48
Figure 2 - 26 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols.	50

Chapitre 3 : Le renforcement des sols par colonnes ballastées

Figure 3 - 1 : <i>Mode opératoire de la réalisation de colonnes ballastées par voie sèche.</i>	53
Figure 3 - 2 : <i>Finition d'une colonne ballastée réalisée par voie sèche.</i>	54
Figure 3 - 3 : <i>Exemple de vibreur Keller.</i>	54
Figure 3 - 4 : <i>Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide.</i>	55
Figure 3 - 5 : <i>Phénomène de liquéfaction local.</i>	56
Figure 3 - 6 : <i>Remplissage du trou par le ballast.</i>	57
Figure 3 - 7 : <i>Finition d'une colonne ballastée réalisée par voie humide.</i>	57
Figure 3 - 8 : <i>Exemple de vibreur Keller (Voie humide).</i>	58

Chapitre 4 : Mécanismes de comportement des colonnes ballastées

Figure 4 - 1 : <i>Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale.</i>	64
Figure 4 - 2 : <i>Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggestad, 1983).</i>	65

Figure 4 - 3 : Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggestad, 1983).	65
Figure 4 - 4 : Interaction Sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggestad, 1983).....	66
Figure 4 - 5 : Colonne isolée : principe de la cellule unitaire.	67
Figure 4 - 6 : Réseau de colonnes ballastées.	67
Figure 4 - 7 : Maillage hexagonal.	68
Figure 4 - 8 : Maillage carré.	68
Figure 4 - 9 : Maillage triangulaire.	69
Figure 4 - 10 : Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983).....	70
Figure 4 - 11 : Amélioration des propriétés mécaniques des sols après traitement par colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al., 1986).	71

Introduction générale

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et les plus complexes de la dynamique des sols (Kramer, 1996). Lorsqu'un sol, saturé ou partiellement saturé, est soumis à un chargement rapide, tel qu'un séisme, un raz de marée ou un choc, monotone ou cyclique, il peut perdre sa résistance au cisaillement ainsi que sa capacité portante. Les grains du sol perdent contact (flottent), le sol se comporte alors comme un fluide, et pendant cette très courte instabilité, d'énormes dégâts peuvent être causés, renversement de bâtiments, glissements de terrains, effondrement de barrages, endommagement d'ouvrages de très grande importance ..., ce qui a été observé lors de nombreux séismes dans les quatre coins du monde.

Ces dernières années, les domaines du génie civil, d'architecture, et de construction de façon générale ont connu une révolution sans pareille, des monuments historiques et des méga projets ont vu la lumière l'un après l'autre, mais la question qui se pose est : sur quoi vont reposer ces immenses structures et est-ce que leur stabilité est assurée ?

Les techniques modernes d'amélioration des sols sont largement utilisées dans le cadre de la gestion et de la valorisation du patrimoine foncier. C'est ainsi que certains terrains, dont la seule valeur intrinsèque peut être représentée par leur "emplacement unique", peuvent gagner une valeur ajoutée importante grâce à ces techniques.

Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration de sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde. La fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est toujours de type superficiel : semelle filante ou isolée, radier ou dallage.

La technique de traitement des sols par colonnes verticales consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire sans cohésion constitué de ballast ou de sable afin d'obtenir un milieu composite ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité.

Ce travail est composé de quatre chapitres :

- Un premier chapitre définissant le phénomène de liquéfaction, en l'illustrant par des exemples de cas de liquéfaction les plus importants du XX^e et début XXI^e siècle.
- Un second chapitre énumérant brièvement les différentes méthodes d'amélioration des sols.
- Un troisième chapitre consacré à la technique de renforcement des sols par colonnes ballastées.
- Un quatrième et dernier chapitre étudiant les mécanismes de comportement des colonnes ballastées.

Chapitre 1

Le phénomène de liquéfaction

1.1. Introduction

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire, saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide (séisme, chocs, raz de marée, etc.). Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols et peut être de très lourdes conséquences.

De nombreux cas d'écoulements, cités dans la littérature, dans les milieux des sols naturels et dans les structures artificielles, ont été attribués à la liquéfaction. Ce chapitre, après définition et explication du phénomène de liquéfaction des sols, présentera les cas de liquéfaction qui ont marqué l'histoire dont : barrage de Fort Peck 2038, Niigata au Japon en 1964, Alaska aux Etats Unis en 1964, liquéfaction induite par des vibrations de machines 1987, Wildlife Refuge, Californie (1987), Moss Landing, Californie (1989), Port d'Island, Kobe, Japon (1995), Chi-Chi, Taiwan (1999), Boumerdes, Algérie (2003), Christchurch, Nouvelle Zélande (2011)...

1.2. Description du phénomène :

La liquéfaction du sol se produit principalement dans les sols pulvérulents saturés. Pendant un séisme fort, un sable lâche saturé a tendance à se compacter, donc à diminuer de volume. Si ce sable ne parvient pas à se drainer rapidement, il va y avoir une augmentation de la pression interstitielle. La contrainte effective est la différence entre la contrainte totale et la pression interstitielle, donc, avec l'augmentation de l'oscillation, la pression interstitielle va augmenter au point où elle sera égale à la pression totale, et puisque la résistance au cisaillement " τ " est proportionnel à la contrainte effective σ' , le sable perd sa résistance au cisaillement et se comporte comme un fluide.

Casagrande, 1975, Castro et Poulos, 1977 ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. La liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives. Selon Poulos et al. 1985, ce phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques, voire sismiques. Il peut également se développer dans le cas de sables denses pour des niveaux très élevés de l'état de contraintes. Les cas de liquéfaction recensés dans la littérature ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation, et le volume très important de sols emportés sur des distances significatives.

Hazen a utilisé le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000 m³ de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente.

Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces inter granulaires dans le sol (Figure 1-1), et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

1.3. La liquéfaction à l'échelle microscopique :

Pour comprendre le phénomène de liquéfaction, il est important de connaître les conditions dans lesquelles le sol était avant le séisme.

En fait, un sol consiste d'un assemblage de particules individuelles. En s'approchant de ces particules, on peut voir que chacune d'elles est en contact avec plusieurs particules voisines. Le poids des particules sus-jacentes produit les forces de contact entre les particules, ces forces maintiennent les particules individuelles en place et donne au sol sa résistance.

La liquéfaction a lieu lorsque la structure d'un sable lâche saturé se rompt à cause de la rapidité de la charge appliquée. Au moment où la structure se rompt, les particules du sol tendent à se mettre dans une configuration plus dense. Dans un séisme, cependant, il n'y a pas suffisamment de temps pour que l'eau des pores du sol soit évacuée. Au contraire, cette eau est "condamnée" et empêche les particules du sol de se rapprocher. Cela est accompagné d'une augmentation de la pression d'eau qui diminue les forces de contact entre les particules du sol, et donc réduit la résistance au cisaillement et fragilise le dépôt de sol.



Figure 1 - 1 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

On observe dans la deuxième configuration (figure 1-1) que les forces de contacts sont très petites, cela à cause de la forte pression d'eau. Dans le cas extrême, la pression de l'eau de pores peut devenir très grande au point où plusieurs particules du sol perdent contact avec leurs particules voisines. Dans un tel cas, le sol va avoir une très petite résistance, et va donc se comporter plus comme un liquide qu'un solide, d'où le nom "liquéfaction".

1.4. Cas de la liquéfaction dans le monde :

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

- Le basculement d'immeuble.
- La rupture des barrages (remblais hydraulique).
- La rupture des culées des ponts.
- Le tassement des dépôts de sable, le déplacement latéral du terrain.

1.4.1. Barrage de Fort Peck, Etats Unis (1938)

Le cas du barrage de Fort Peck est un exemple classique de la liquéfaction. La construction de barrage a débuté en 1934 sur Missouri River au Montana, situé à une distance d'environ 70 milles au sud de la frontière canadienne. Des sables de rivière et des sols alluviaux granuleux ont été pompés et déchargés par des canalisations le long des bords extérieurs, formant de ce fait des plages inclinées vers la piscine de noyau central. La gradation en résultant était du plus brut sur le bord externe au plus fin dans la piscine du noyau. La fondation était composée de sables alluviaux, de graviers et d'argiles.

Un grand glissement s'est produit dans la coquille ascendante du barrage vers la fin de la construction en 1938. Au moment de la rupture le barrage était d'environ 60 m de haut avec une pente moyenne de 4H : 1V. La rupture s'est produite au-dessus d'une section de 500 m. À un moment donné sous l'effet de toutes ces contraintes initiales, une glissière d'écoulement s'est développée, avec des grands déplacements (jusqu'à 450 m), résultant ainsi en une pente finale de 20H : 1V. La masse du matériau était complètement remaniée. Il y avait des zones entre les îlots du matériau intact qui se sont liquéfiées.

La Figure 1-2 montre une vue aérienne de la rupture du barrage de Fort Peck illustrant la nature du glissement et de la grande distance sur laquelle il s'est déplacé.



Figure 1 - 2 : Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006)

1.4.2. Niigata, Japon (1964)

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate. Durant le séisme de Niigata le 16 Juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des retenues et des épandages latéraux dans le sol, causant de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés... Les séries de bâtiments d'appartements à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols (Figure 1-3).

Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, assurant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié. Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, une rupture du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (Figure 1-3).



Figure 1 - 3 : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latérale du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière, imposant des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subi une déflexion et se sont déplacés et ont induit une rupture du tablier (Figure 1-4).



Figure 1 - 4 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

1.4.3. Alaska, Etats Unis (1964)

Comme plusieurs zones du Pacifique, la côte sud d'Alaska subit plusieurs séismes. Le fameux "Good Friday", vendredi 27 Mars 1964, un séisme très fort de 9.2 de magnitude a frappé exactement au Prince William Sound, et a causé des dégâts énormes sous forme de glissements de terrains et de liquéfaction comme illustré dans la figure 1-5. Ce séisme n'est pas seulement le second plus important séisme jamais enregistré, mais il a duré plus de 3 minutes et a été senti sur une surface de 500.000 miles² (plus de 800.000 km²). Un tsunami, 5 heures après le séisme, a provoqué des dégâts supplémentaires aux quais et à toutes toutes les structures côtières, et a causé 5 décès à Crescent City en Californie.



Figure 1 - 5 : *Liquéfaction dans les côtes du pacifique, Alaska, EU, 1964.*

La liquéfaction dans les couches de sable, et dans les joints de sable et de limon dans les sols argileux, a causé plusieurs glissements de terrains destructifs qui ont eu lieu durant le séisme (Seed, 1973). Les joints et les lentilles liquéfiés ont remanié les sols argileux, et ont causé une chute de résistance au-dessous des niveaux requis pour la stabilité.



Figure 1 - 6 : *Rupture latérale, un signe évident de liquéfaction.*

1.4.4. Liquéfaction induite par des vibrations de machines

Le remblai de sable fin de la route 94, à Michigan, permettait de traverser le lac d'Ackerman. La partie immergée du remblai a été réalisée après le retrait de la tourbe et des sédiments mous et du compactage du fond du lac. Au-dessus du niveau du lac, le remblai a été compacté. La largeur de route varie d'environ 2 à 4 m au-dessus du niveau d'eau. Les pentes latérales étaient 2H: 1V sur un côté et 4H: 1V sur l'autre.

Le 24 Juin 1987, le remblai a été traversé par un train de six camions vibrosismiques qui effectuaient des levés géophysiques pour l'exploration pétrolière. Un vibrosismique est une plaque vibrante qui est pressée contre le sol et excitée en utilisant un vibreur poids excentrique. Typiquement, la fréquence est modifiée linéairement lors de l'excitation, dans ce cas de 8 à 58 Hz pendant un temps de 8 secondes. Cela a donné 264 cycles d'amplitude uniforme. Cette prospection a mobilisé six camions dans un train avec les unités vibrosismiques reliés électroniquement pour les maintenir en phase, le train de camions, pare-chocs contre pare-chocs, est de 74 m de longueur (Figure 1-7).

La figure 1-7 montre la rupture provoquée par les camions lorsque les unités vibrosismiques ont été activées sur le dessus du remblai. Notez que deux camions sont presque submergés à la pointe de la pente qui a rompu. Le conducteur du dernier camion du train a vu la rupture qui se développait en face de lui et a pu faire marche arrière ; les camions deuxième, troisième et cinquième ont glissé dans le lac où le remblai s'est liquéfié. Les conducteurs, heureusement, ont pu s'échapper à travers les portes et les fenêtres des camions submergés.

Les conducteurs ont déclaré sentir comme si la terre avait complètement disparu sous eux, et qu'ils se sentaient en chute libre, plutôt qu'en glissement dans le lac. La rupture était suffisamment rapide pour provoquer une vague de 4,5 m de haut qui a traversé le lac et détruit un quai.



Figure 1 - 7 : Rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par un train de camions vibrosismiques (d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006).

1.4.5. Wildlife Refuge, Californie (1987)

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes de *12 heures* d'intervalle (Holzer et al.1989, Elgamal et al. 2001). Situé dans l'un des espaces sismiques les plus actifs de la Californie, il est constitué d'une couche superficielle de silt de *2.7 m* d'épaisseur sous laquelle il y a une couche de sable silteux liquéfiable de *3.3 m* d'épaisseur. La nappe phréatique sur les lieux est de *2 m* environ de profondeur. Le premier examen du site après l'événement a révélé des ébullitions de sable et plusieurs ouvertures dans le sol (Figure 1-8).



Figure 1 - 8 : *Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).*

1.4.6. Moss Landing, Californie (1989)

Le séisme de Loma Prieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux associés à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (Figure 1-9).



Figure 1 - 9 : *Epanchage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).*

Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme montrées sur la figure 1-10 :



Figure 1 - 10 : *Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998).*

1.4.7. Port d'Island, Kobe, Japon (1995)

Les installations portuaires sont souvent situées dans des zones susceptibles de liquéfaction, d'ailleurs, plusieurs ont été endommagées par la liquéfaction durant les séismes passés. La plupart des ports ont des structures de soutènement majeurs, ou des murs de quai, pour permettre aux grands bateaux d'amarrer au bord des quais. Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur peut augmenter énormément, suffisamment pour causer le glissement du mur et/ou son inclinaison vers l'eau.



(a) Endommagement du mur de soutènement.



(b) Déplacement latéral d'un mur de quai, Port Island.



(c) Déplacement latéral : 1,2 - 2m de la surface pavée avec inondation locale.



(d) Murs de quai poussés de 2 -3 m et enfoncés de 3 - 4 m

Figure 1 - 11 : *Séisme de Hyogo-ken Nanbu, Kobe, Japon, 1995.*

1.4.8. Chi-Chi, Taiwan (1999)

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction où le niveau de la nappe phréatique varie de $0,5\text{ m}$ à 5 m de profondeur, ce qui justifie la liquéfaction survenue sur les lieux, après le séisme de Chi-Chi de magnitude 7,6 sur l'échelle de Richter (d'après Dr Hsein Juang, 2002), et qui a causé différents dommages :

Des ébullitions de sable, la première évidence d'occurrence de liquéfaction :



Figure 1 - 12 : *Ebullitions de sable de Zhanghua en Taiwan.*

Des épandages latéraux (lateral spreadings) :



Figure 1 - 13 : *Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place.*

Des Fissures considérables dans le sol à Nantou :



Figure 1 - 14 : *Fissures considérables dans le sol à Nantou.*

Des bâtiments entiers renversés :



Figure 1 - 15 : *Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999.*

Des bâtisses ayant subi des endommagements très remarquables :



Figure 1 - 16 : *Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction à Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).*

1.4.9. Boumerdes, Algérie (2003)

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasia et Africa qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien.

La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après le EERI Earthquake Engineering Research Institute, Mai 2003)

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces où la nappe phréatique était peu profonde, ce qui a également contribué aux dommages dans cette région.

La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage.

Des ébullitions de sable ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (figure 1-17).



Figure 1 - 17 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable).

La liquéfaction due à l'épandage latéral près de la rivière d'Isser est illustrée par la figure 1-18



Figure 1 - 18 : *Epandage latéral dû à Liquéfaction.*

1.4.10. Christchurch, New Zealand (2011)

Le séisme de Christchurch (22 Février 2011) était d'une magnitude 6.3 sur l'échelle de Richter. Le tremblement de terre qui a frappé la région de Canterbury en New Zealand a été situé à deux kilomètres à l'ouest de la ville de Lyttelton, et à 10 km au sud-est du centre de Christchurch. Ce séisme s'est produit six mois après le tremblement de terre de Canterbury de magnitude 7.1 sur l'échelle de Richter (4 Septembre 2010), et qui a causé des dommages importants à Christchurch et la région centrale de Canterbury.



Figure 1 - 19 : *Véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).*

Le séisme a provoqué des dommages étendus dans Christchurch, en particulier dans le centre-ville et des faubourgs de l'Est, avec des dégâts aggravés aux bâtiments et aux infrastructures déjà affaiblies par le tremblement de terre de 4 Septembre 2010. Une liquéfaction significative a affectée la banlieue Est.



Figure 1 - 20 : *Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).*

1.5. Conclusion

La liquéfaction des sols est le phénomène d'instabilité, complexe et très dangereux, à ne jamais négliger lors de la projection de n'importe quels travaux de construction.

La liquéfaction se produit principalement dans les sols pulvérulents, pouvant développer, sous chargement monotone ou cyclique, un cumul d'excès de pressions interstitielles qui cause l'initiation du phénomène. Elle ne se produit qu'en présence de l'eau.

Faisant perdre au sol sa résistance au cisaillement et sa capacité portante, ce phénomène peut induire des dégâts irréversibles, tels que vus dans ce chapitre 1, glissements de terrains, renversement de bâtiments, effondrement de barrages et endommagement de structures et d'ouvrages (qui sont parfois de très grande importance).

Tout ça nous met dans l'obligation de trouver des solutions pour éviter tous ces dégâts. C'est bien l'objet de ce travail, qui est le renforcement et l'amélioration des sols.

Chapitre 2

Les techniques de renforcement des sols

2.1. Introduction

Les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une amélioration en profondeur de certains terrains et cela pour qu'ils puissent recevoir des ouvrages de grande importance projetés sans qu'il n'y est de problèmes vis-à-vis de la stabilité ou des déformations.

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre ces problèmes-là. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des inclusions de bois dans les sols de faible portance. D'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection ou 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.

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 drains verticaux,...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 (les géosynthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

2.2. Les techniques de renforcement des sols

2.2.1. Préchargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années.

Elle 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 (Figure 2-1) :

- 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.

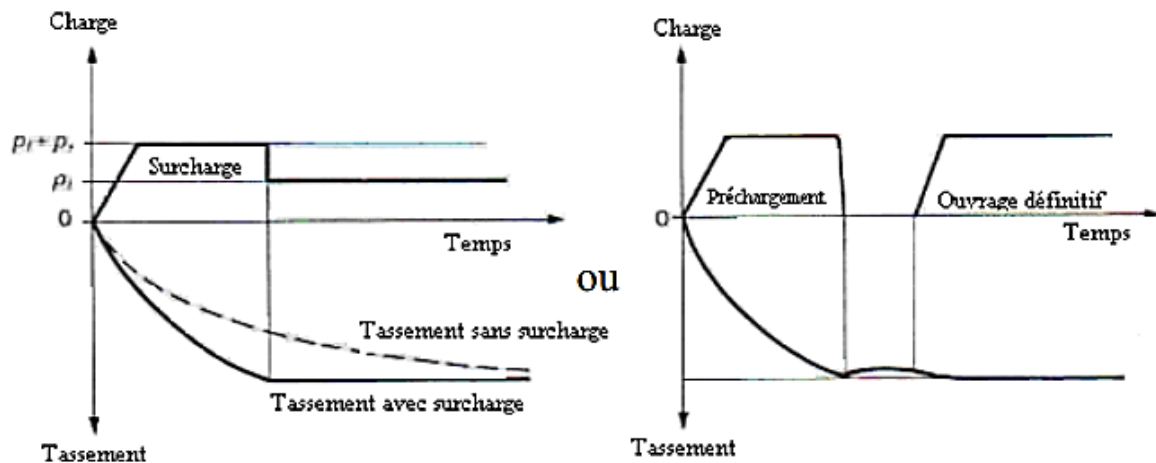


Figure 2 - 1 : Principe de préchargement pour le contrôle des tassements (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988).

Avec :

P_f : Chargement définitif.

P_s : Surcharge.

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité).

2.2.2. Drains verticaux

Dans les dépôts des sols fins, les vitesses de consolidation sont en général faibles parce que l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour sortir du massif de sol. Il s'ensuit que les tassements peuvent durer pendant de longues périodes (plusieurs mois, années ou dizaines d'années, suivant les sites), ce qui est souvent inacceptable. La mise en place de réseaux drainants dans le massif de sol réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur le temps de consolidation.

L'espacement des drains est habituellement calculé à l'aide de la formule de " Barron " qui tient compte de la période de consolidation recherchée, du coefficient de consolidation horizontal du sol et du degré moyen de consolidation visé.



Figure 2 - 2 : Installation des drains verticaux.

Après leur installation, un coussin de sable filtrant et une surcharge, qui peut dans le cas d'approches de viaducs constituer une partie des remblais permanents, sont placés au-dessus de la surface de travail pour provoquer l'acheminement de l'eau interstitielle vers les drains qui, à leur tour, l'amèneront vers la surface, accélérant alors la consolidation des sols mous.

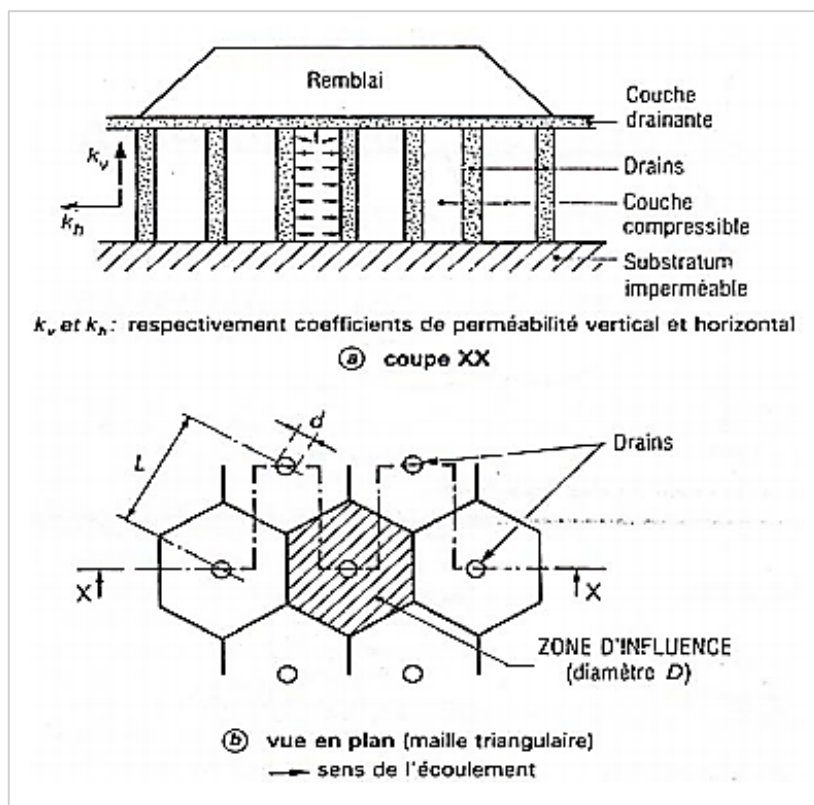


Figure 2 - 3 : Réseaux de drains verticaux (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988).

En Amérique du Nord, plusieurs millions de mètres linéaires de drains plats sont installés chaque année sous des routes, des approches de ponts et des viaducs, des barrages et des digues, des voies ferrées, des pistes d'aéroport, des zones de stockage, des étangs de sédimentation, des réservoirs, et là où des structures doivent être érigées sur des sols mous et saturés.

Les sols traités par des réseaux drainants sont toujours recouverts d'une couche drainante de 0,5 à 1.0 m d'épaisseur. Cette couche est souvent mise en place avant les drains, pour permettre la circulation des engins sur le chantier. Elle peut être partiellement remplacée par une ou plusieurs nappes de géotextiles.

2.2.3. Le compactage dynamique (pilonnage)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impacts de très forte intensité.



Figure 2 - 4 : Exemples de chantiers de compactage dynamique.

Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée à la cadence de une à trois fois par minute et selon un maillage orthogonal défini par rapport à la nature des terrains de lourds pilons d'acier sur la surface du sol à traiter. Les impacts qui en résultent créent de puissantes ondes de choc qui se propagent en profondeur provoquant le resserrement des sols traités et donc leur amélioration.

À l'aide de puissantes grues sur chenilles adaptées, les pilons sont levés pour ensuite retomber en chute quasi-libre. La masse de ces pilons varie généralement entre 10 et 18 tonnes, mais avec un système de levage spécial elle peut être portée à 30 tonnes ou davantage pour augmenter la profondeur du traitement. La hauteur de chute varie habituellement entre 10 et 30 mètres au-dessus de la surface de travail.



Figure 2 - 5 : Maillage du compactage.

L'utilisation la plus fréquente du compactage dynamique, et celle susceptible de générer les plus importantes économies de temps et de coûts, concerne l'amélioration des sols pour la construction d'un dallage sur sol et de fondations superficielles pour bâtiments ou autres ouvrages de génie civil. Le compactage dynamique remplace souvent l'excavation et le remplacement des sols en place ainsi que les fondations profondes avec des inclusions rigides.



Figure 2 - 6 : Exemple d'un pilon utilisé dans le compactage dynamique.

Cette technique est un moyen efficace pour densifier profondément les terrains compressibles, et permettant de gagner sur la mer (exemple : piste de l'aérodrome de Nice) ou de réaliser des sous-couches convenant à des dallages de bâtiments industriels ou de centres commerciaux. La consolidation est associée à des systèmes de drainage, en particulier pour les sols fins, permettant ainsi de réduire les temps de dissipation des pressions interstitielles.



Figure 2 - 7 : Chantier de compactage dynamique (aéroport de Nice-France).

Le compactage dynamique est également utilisé pour :

- Support fiable pour fondations superficielles de tous types de structures par l'amélioration des caractéristiques de portance et la satisfaction des critères de tassement total et différentiel sévères ;
- Assurer la bonne tenue du revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargées, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs, etc. ;
- Réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique ;
- Stabiliser pentes, barrages, digues, ...etc. ;
- Réduire les vides dans les dépotoirs (décharges) ;
- Défoncer cavernes et mines abandonnées ;
- Densifier des sols marins et remblais placés sous l'eau, ...etc.

Par contre, Cette technique reste peu courante du fait de l'encombrement qu'occasionnent les appareils et le bruit engendré par les impacts, et s'utilisera surtout sur des surfaces importantes à l'écart d'habitations.

2.2.4. Le renforcement des sols par inclusions rigides

Le renforcement par inclusions rigides verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... lorsque le sol est trop compressible pour supporter sans tassements importants l'ouvrage à construire. On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible (figure 2-8).

Ce type de fondations peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui la différencie des méthodes de fondations traditionnelles. Le dimensionnement du réseau d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.



Figure 2 - 8 : Réseau d'inclusions rigides.

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif. Les inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage.

La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques.

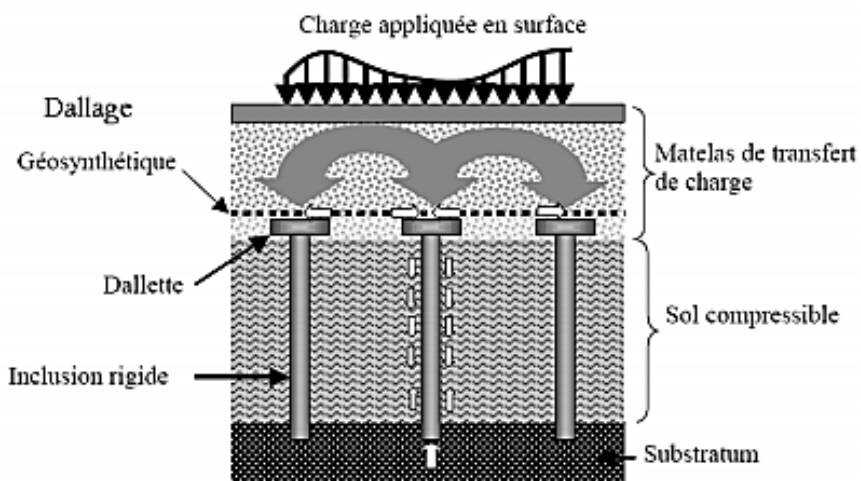


Figure 2 - 9 : Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales (d'après Berthelot et al., 2003).

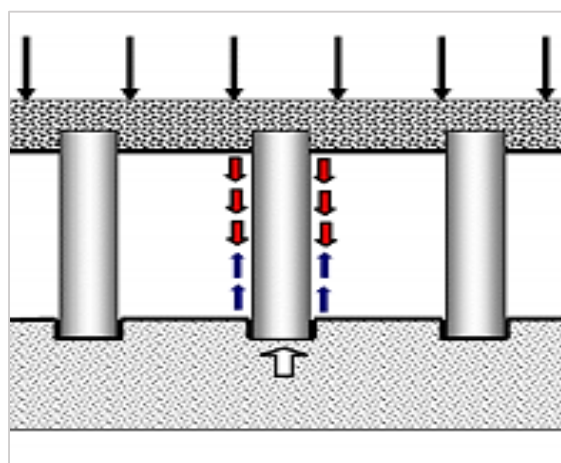


Figure 2 - 10 : Réseau d'inclusions soumis à un chargement (Berthelot et al., 2003).

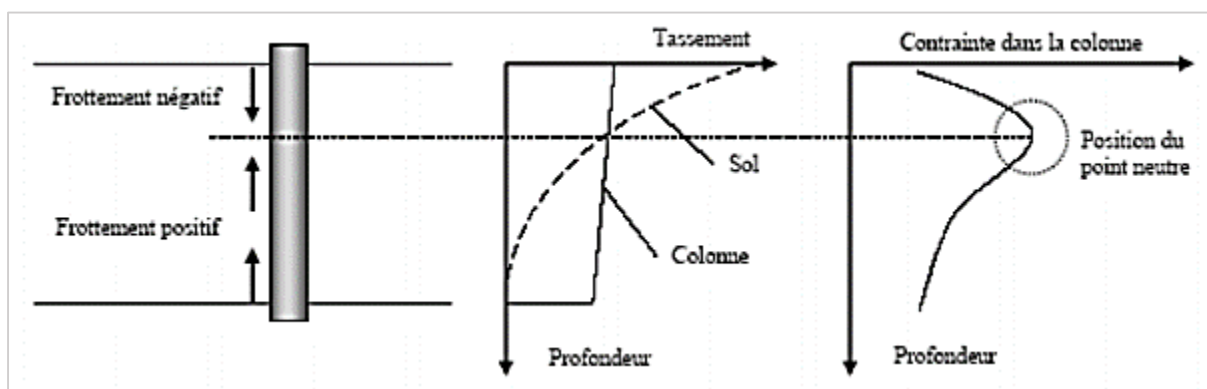


Figure 2 - 11 : Frottement le long des inclusions (d'après Berthelot et al., 2003).

Parmi les différents types d'inclusions, on peut différencier les inclusions préfabriquées et celles fabriquées in situ. Les inclusions préfabriquées se différencient par leur nature : pieux en bois, pieux métalliques ou encore pieux en béton. Parmi les inclusions fabriquées in situ, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieux et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place.

2.2.5. Vibrocompactage (vibroflottation)

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles, qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.

Le maillage des points de compactage est défini après réalisation des planches d'essais.

Dans le cas de vibrocompactage, il n'existe pas de formules qui donnent le maillage nécessaire pour le traitement du sol. On réalise donc des planches d'essais : on divise le terrain à traiter en petites parcelles (exemple 30m x 60m) où, pour chacune, on réalise une reconnaissance géotechnique avant traitement, puis chaque parcelle est divisée en parties (mailles), où on fait un traitement en variant :

- ✓ La profondeur du traitement,
- ✓ L'intensité du vibreur,
- ✓ Le maillage.

Le mode opératoire du vibrocompactage est le suivant :

Phase 1 : Fonçage

On réalise le compactage en masse des sols grenus à l'aide de vibreurs spécifiques à basses fréquences. L'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, est foncé jusqu'à la profondeur finale à atteindre. Sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et de l'eau de lancement. Le débit d'eau est alors diminué. Les outils sont suspendus à des grues, mais peuvent aussi, pour de faibles profondeurs, être montés sur porteurs.

Phase 2 : Compactage

Le compactage est alors réalisé par passes successives de bas en haut en remontant l'outil, selon des critères déterminés par des essais préalables. Le volume compacté est un cylindre de diamètre pouvant atteindre 5 m. L'augmentation progressive de l'intensité consommée par le vibreur permet de mesurer la croissance de la compacité du sol.

Phase 3 : Apport de matériaux

Autour du vibreur apparaît un cône d'affaissement, que l'on comble au fur et à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en découpant progressivement les matériaux du site (B). En fonction de l'état initial, on peut atteindre une quantité de 10 % de matériaux ajoutés par rapport au volume traité.



Figure 2 - 12 : Le cône d'affaissement autour du vibreur.

Phase 4 : Finition

Après traitement, la plate-forme est réglée et recompactée à l'aide d'un rouleau vibrant.

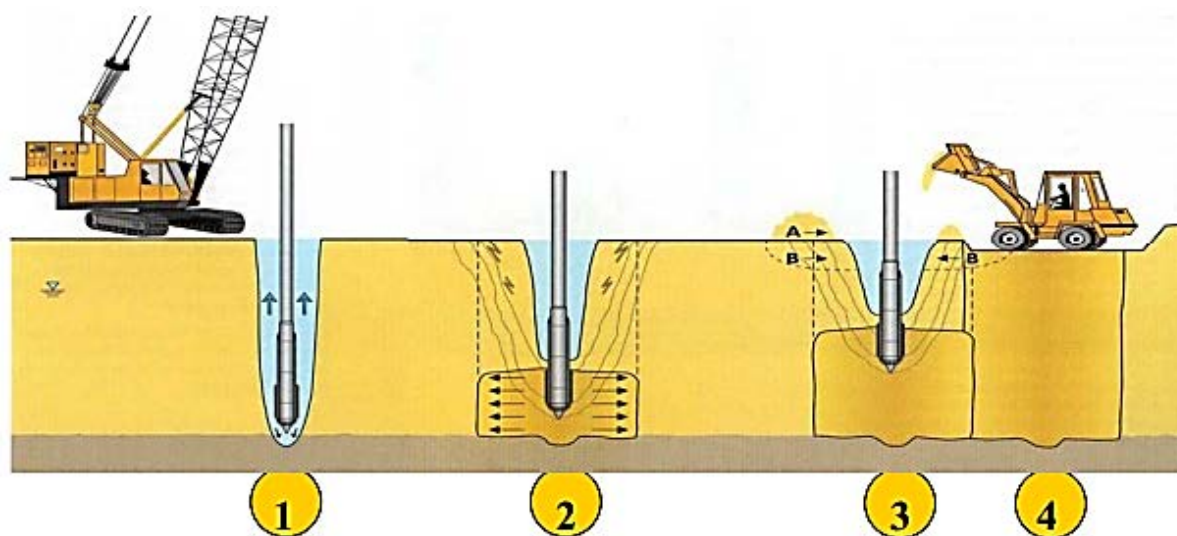


Figure 2 - 13 : Mode opératoire du vibrocompactage.

Les vibrations émises par l'outil permettent un réarrangement optimal des grains de sable, ou autres matériaux en place, de manière à ce qu'ils occupent le plus petit volume possible. Ce procédé agit donc par augmentation de la densité en place, ou réduction de la porosité. Il consiste non à créer des éléments porteurs, mais à augmenter la capacité portante du terrain, qui pourra alors être sollicité par des fondations superficielles.

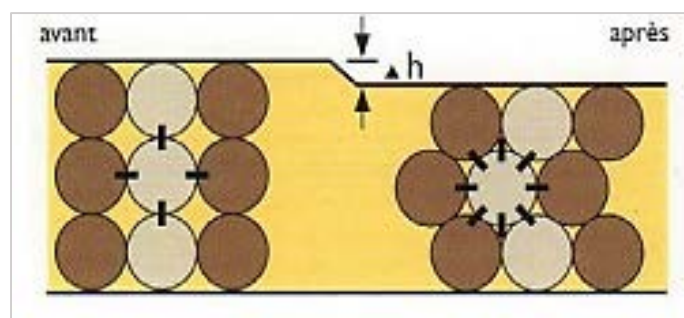


Figure 2 - 14 : Etat de compacité du sol avant et après traitement.



Figure 2 - 15 : Etat de compacité du sol avant et après traitement.

2.2.6. Inclusions par mélange d'un liant avec le sol (Jet Grouting)

Les inclusions par mélange d'un liant avec le sol, permettent de réaliser des colonnes de sols stabilisés qui, étant donné les performances mécaniques généralement obtenues, peuvent s'apparenter aux inclusions rigides. Cette technique a été développée pour le renforcement des sols compressibles.

La réalisation d'une colonne de *Jet Grouting* passe par trois étapes (Figure 2-16) :

- Réalisation d'un forage par une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricot par exemple) et d'un dispositif de lancement ;
- Ouverture de la colonne de lancement, la colonne est équipée soit d'une buse (mono-jet), soit de deux ou trois buses d'injection (double ou triple jet) ;
- Injection en remontant : dans la technique mono-jet, un coulis de ciment à haute pression est injecté, le coulis assure à la fois la déstructuration du terrain et la consolidation par introduction du ciment ; dans les techniques à double ou triple jets, le sol est d'abord déstructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau avant d'être injecté séparément par du coulis à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage.



Figure 2 - 16 : Les étapes de la réalisation d'une colonne de *Jet Grouting*.

L'entreprise "Keller" utilise le procédé du *Jet Grouting* "**Soilcrete**".

D'abord le terme "Soilcrete" est la contraction de "soil" et "concrete" ; soit en français "Béton de sol".

Le procédé du *Jet Grouting* « Soilcrete » se définit comme une stabilisation de sol à l'aide de ciment. Le sol est découpé grâce à des jets sous haute pression d'eau ou de coulis de ciment (éventuellement enrobés d'air), présentant des vitesses supérieures ou égales à 100 m/sec en sortie de buse.

Le sol découpé autour du forage est mélangé au coulis de ciment. Ce mélange sol/coulis est en partie refoulé jusqu'en haut du forage par l'espace annulaire entre les tiges et la paroi du forage. Différentes configurations géométriques d'éléments de Soilcrete peuvent être réalisées. Le rayon de découpage du jet, qui peut atteindre 2,50 m, varie en fonction du type de sol traité et de la nature du fluide à haute énergie.

Contrairement aux méthodes de stabilisation de terrain conventionnelles, le Soilcrete peut être utilisé pour stabiliser et étancher tout type de sols. Les principales applications sur le marché sont :

- Reprise en sous-œuvre sous fondations existantes ;
- Murs de soutènement ;
- Cuvelages étanches ;
- Confortement d'excavations (tunnels) ;
- Etanchement de barrages.

L'installation de chantier pour Soilcrete comprend des containers de stockage, des silos et une unité compacte de malaxage et d'injection. Des flexibles relient l'unité de pompage à la foreuse en station. La hauteur du mât varie de 2,40m dans les soubassements à plus de 35m dans les espaces ouverts.

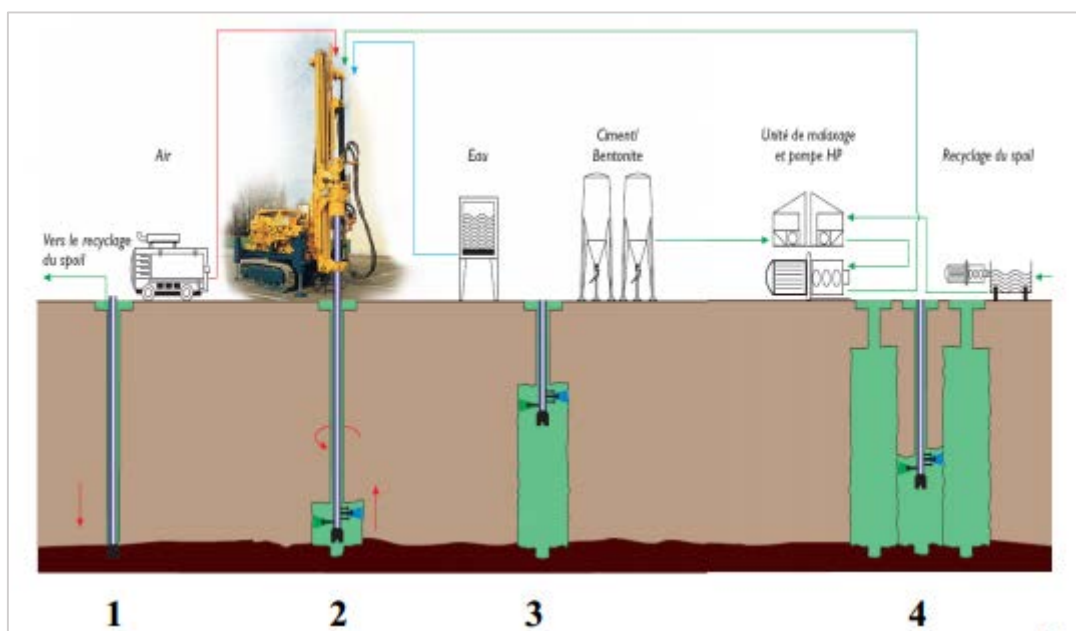


Figure 2 - 17 : Etapes de mise en œuvre du procédé Soilcrete (Document de Keller).

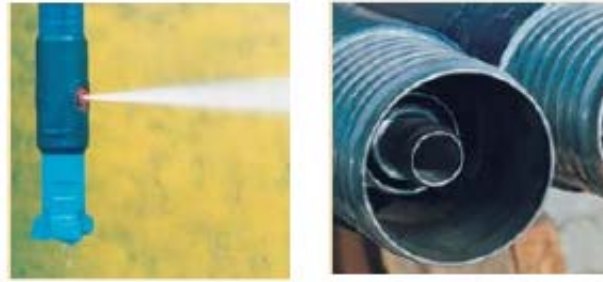


Figure 2 - 18 : Exemple de buses utilisées par le procédé Soilcrete (Document de Keller®).

La mise en œuvre des éléments de Soilcrete se fait selon les étapes suivantes :

1 - Forage : des tiges de forage équipées avec un porte-buses de jet et un taillant sont utilisées pour forer le trou jusqu'à la profondeur requise. En général, le coulis est utilisé comme fluide de forage pour stabiliser le forage pendant la phase de forage. Pour traverser la maçonnerie ou le béton on utilise des taillants spéciaux.

2 - Jet : la déstructuration de la structure granulaire avec un puissant jet de fluide commence en partie basse de l'élément de Soilcrete. L'excédent du mélange eau/ciment/sol est évacué à la surface par le vide annulaire entre la tige de forage et la paroi du forage.

3 - Injection : pour tous les types de Soilcrete, un coulis de ciment est injecté sous pression simultanément à l'érosion du sol. Les turbulences créées par la technique du jet résultent en un mélange uniforme de coulis avec le sol dans la zone de traitement. Jusqu'à ce que l'élément de Soilcrete commence à faire prise, la pression hydrostatique dans le forage est maintenue par l'ajout de coulis dans le forage.

4 - Remontée : les éléments de Soilcrete de toutes formes peuvent être réalisés aussi bien en continu qu'avec des reprises, et combinés et connectés de toute les manières. La séquence de travail respecte les exigences techniques et les conditions de la structure à traiter.



Figure 2 - 19 : Colonnes de Soilcrete.

En fonction du but à atteindre, le Soilcrete est utilisé soit comme un moyen de stabilisation, soit comme un élément étanche. Une combinaison de ces deux propriétés est nécessaire de plus en plus fréquemment. La résistance en compression du Soilcrete varie de 2 à 25MPa et dépend de la quantité de ciment utilisé et de la proportion de sol restant dans la masse de Soilcrete.

L'effet d'étanchéité du Soilcrete contre les infiltrations d'eau est obtenu en sélectionnant la composition adéquate du coulis à utiliser, avec si nécessaire l'ajout de la bentonite. Le type et la quantité de coulis à injecter, ainsi que la nature et le volume de sol restant dans la masse du Soilcrete détermine ses propriétés vis-à-vis de l'étanchéité.

En fonction de la nature des sols, un écran de Soilcrete permet de réduire le coefficient de perméabilité de plusieurs puissances de 10. Une grande rigueur dans la production est nécessaire pour atteindre la haute qualité requise pour obtenir le degré d'étanchéité recherché. Les caractéristiques de renforcement et d'étanchéité des colonnes de Soilcrete sont utilisées pour de nombreuses applications. Le type de coulis doit être adapté en conséquence.

2.2.7. Les géosynthétiques

Le renforcement par géosynthétiques a été introduit en premier lieu dans les années 70. Selon John (1987), l'utilisation des géonets fut commencée dans les remblais aux environs de 1968 ; en 1971 on a commencé à utiliser les géotextiles pour la même application, et on a construit le premier mur renforcé par géotextile. La première application du géotextile entre les agrégats et la couche de base dans la construction d'une route temporaire été en 1972. Actuellement, beaucoup d'ouvrages renforcés par géosynthétiques sont construits à travers le monde dans une grande gamme d'applications et de nouveaux types de géosynthétiques sont développés. Les principaux domaines d'application des géosynthétiques sont :

- Les remblais routiers et ferroviaires ;
- Les fondations ;
- Les remblais ;
- Les murs de soutènement et stabilisation des talus.

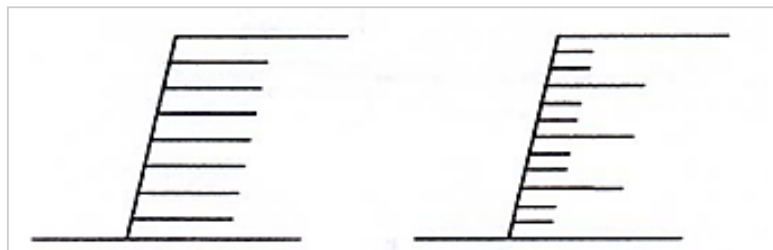


Figure 2 - 20 : Renforcement des pentes par géosynthétiques.

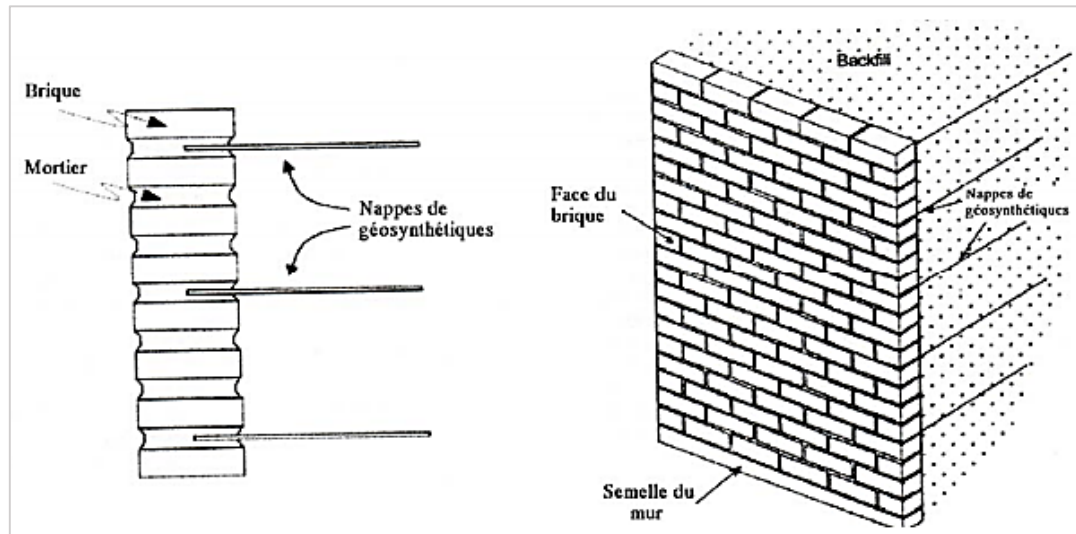


Figure 2 - 21 : Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement.

Giroud (1986) a donné quelques raisons pour le succès des géosynthétiques après avoir interrogé plusieurs parties concernées par ce procédé : entrepreneurs, concepteurs et propriétaires. Pour les entrepreneurs, l'avantage de l'utilisation de ce type de matériau est que leur construction est très rapide et dépend peu des conditions climatiques. Les géosynthétiques conviennent bien pour les concepteurs, vu leurs propriétés uniformes : ils sont capables de limiter les défauts locaux du sol et sont faciles à mettre en place. Les géosynthétiques sont très attractives pour les propriétaires surtout pour leur coût plus ou moins faible ainsi que leur durée de maintenance.

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.

Fluet (1998) a devisé la fonction de renforcement en deux catégories :

- Le géosynthétique travaille comme élément de traction qui supporte les efforts dans son plan (figure 2-22.a) ;
- Le géosynthétique travaille comme membrane qui reprend, en plus des efforts dans son plan, les efforts normaux (figure 2-22.b).

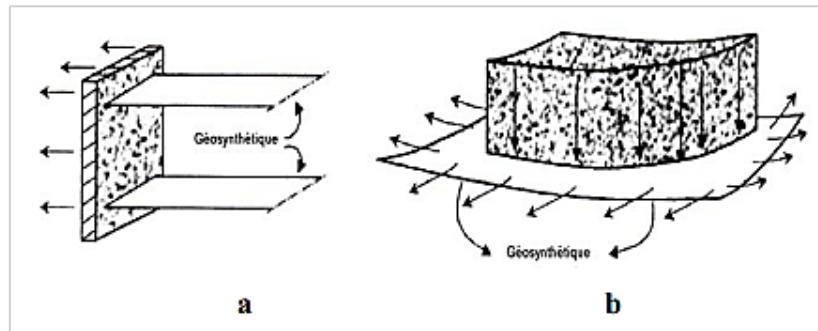


Figure 2 - 22 : La fonction de renforcement. (a) efforts transversaux ; (b) efforts transversaux et normaux.

Les fondations superficielles qui sont construites sur un mauvais sol ont une capacité portante très basse et enregistrent des tassements importants. Pour améliorer cette situation, ces fondations peuvent être placées dans un sol granulaire de bonnes caractéristiques et le séparer du mauvais sol par une nappe de géosynthétique qui permet de bien répartir les efforts venant de la superstructure.

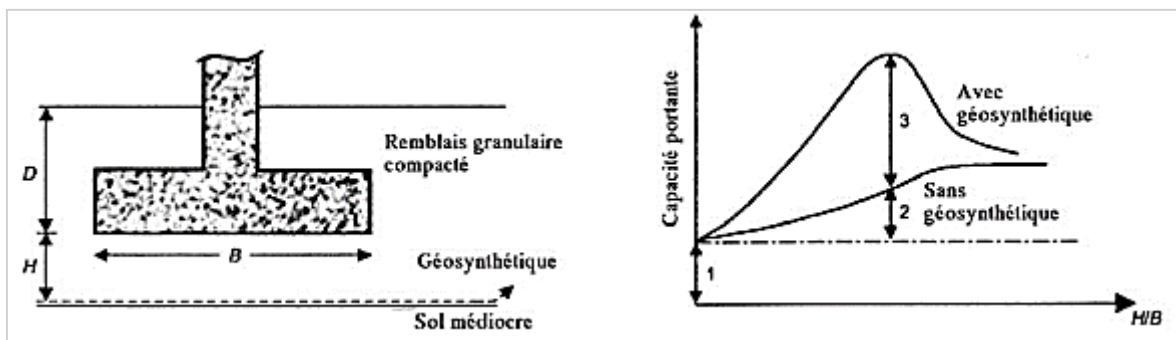


Figure 2 - 23 : Variation de la capacité portante après utilisation de géosynthétique (Das, 1988).

2.2.8. Les plots ballasts

Le principe de cette technique est le renforcement du sol par la création de colonnes de 2 à 3m de diamètre, en matériaux granulaires très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées "plots ballastés pilonnés".

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.

Les phases de réalisation d'un puits (ou plots) ballastés sont les suivantes :

- 1- création d'une plate-forme de travail en ballast ;
- 2- poinçonnement de la plate-forme avec un pilon descendu d'une hauteur de chute variable (15 à 30 m) et compatible avec le matériel employé ;
- 3- après plusieurs impacts, remplissage du cratère (cavité) par du ballast ;
- 4- reprise du pilonnage jusqu'au refus fixé au préalable.

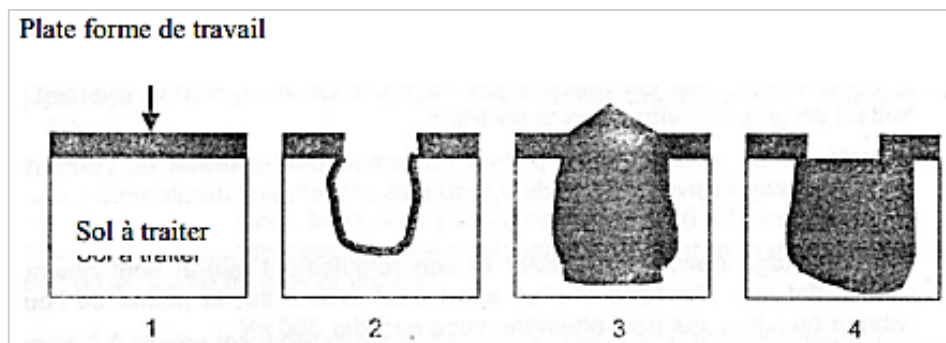


Figure 2 - 24 : Mise en œuvre des plots ballastés.

Les puits ballastés présentent l'avantage d'être réalisés en gros diamètre, de 1,5 m (Gambin, 1984) à 4m (Liausu, 1984), ce qui permet d'y asseoir, contrairement aux colonnes ballastées, des structures transmettant des charges importantes.

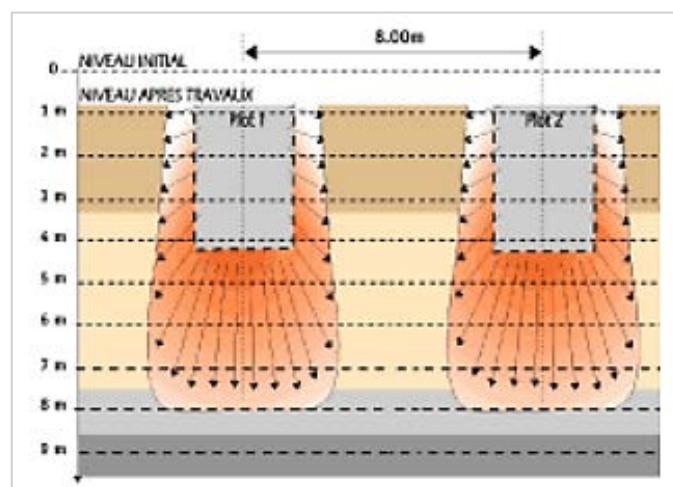


Figure 2 - 25 : Plots ballastés – exemple de coupe type.

2.2.9. Les Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées consistent dans le renforcement par compactage et l'incorporation de matériau granulaire, d'un terrain dont les caractéristiques sont insuffisantes pour une fondation directe sur le sol de charges réparties ou ponctuelles. La colonne ballastée agit comme élément porteur et comme drain vertical.

Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles etc...).

Les chapitres suivants seront entièrement consacrés aux colonnes ballastées.

2.3. Comparaison

Une étude comparative, faite par Magnan (1994), entre les principales méthodes de renforcement de sol est résumée dans le tableau 2-1 :

Tableau 2 - 1 : Comparaison entre les différentes techniques d'amélioration du sol.

Technique	Commentaire
Préchargement	Lente Peu coûteuse
Préchargement avec drains verticaux	Rapide Relativement coûteuse
Remplacement du sol	Mise en dépôt du sol Apport d'un nouveau matériau Rapide Coûteuse
Colonnes Ballastées	Rapide Coûteuse Bon équipement
Inclusions rigides	Rapide Coûteuse
Colonnes de <i>Jet Grouting</i>	Rapide Coûteuse

2.4. Conclusion

Après avoir présenté les différentes techniques d'amélioration des sols, il ne nous reste que d'en choisir une et de l'appliquer sur notre site afin d'améliorer la qualité du sol, et donc assurer la stabilité de notre centrale électrique.

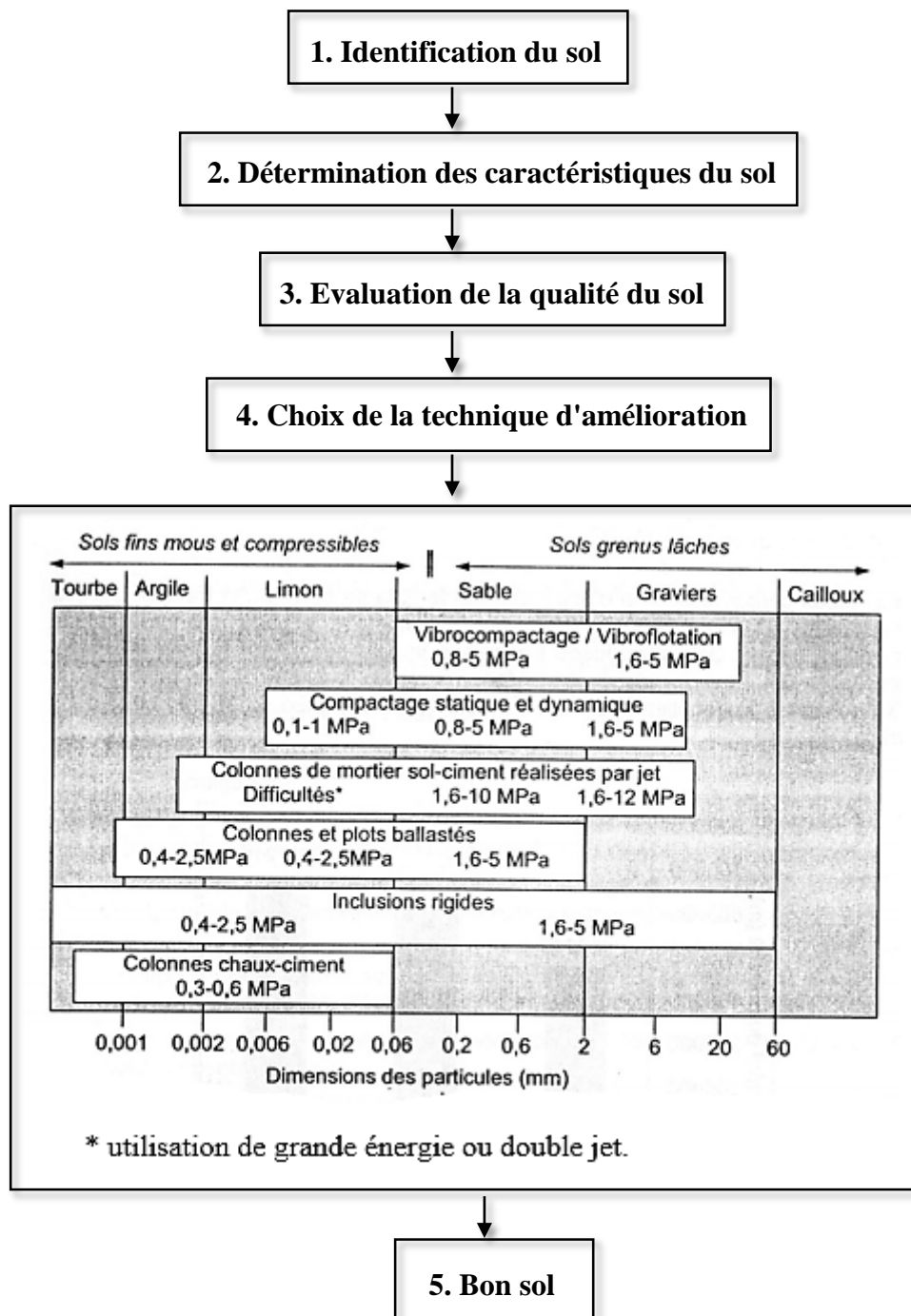


Figure 2 - 26 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols.

Chapitre 3

Le renforcement des sols par colonnes ballastées

3.1. Introduction

Depuis quelques décennies, les techniques de vibration profonde connaissent un essor considérable, tant du point de vue de la conception et de l'amélioration des moyens et matériels d'exécution que de celui des méthodes de dimensionnement.

L'amélioration des sols au moyen de colonnes ballastées est issue du procédé de densification des sols grenus par vibrocompactage introduit en Allemagne par Keller en 1936 et développé par Sergey Steurman en Floride et par Taylor Woodrow en grande Bretagne. Cette technique est maintenant utilisée dans le monde entier y compris en Algérie où le procédé commence à se lancer de plus en plus.

La conception et le développement de nouveaux vibreurs et d'ateliers puissants munis d'enregistreurs de paramètres en temps réel ont permis, à ce jour, d'assurer une bonne exécution des colonnes en offrant de meilleures conditions de continuité et compacité grâce au bon refoulement du sol et à l'intensité du vibrocompactage continu du ballast. Ces améliorations permettent de faire jouer aux colonnes leur plein rôle, qui consiste à :

- augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés ;
- accélérer la consolidation par l'effet drainant du ballast ;
- **réduire le risque de liquéfaction en zones sismiques pour les sols liquéfiables ;**
- réduire les tassements sous les charges appliquées ;
- contribuer à la stabilité générale des remblais ;
- améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité.

3.2. Techniques de mise en œuvre

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre par :

- Voie sèche ;
- Voie humide ;
- Pilonnage.

3.2.1. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche

3.2.1.1. Principe de la méthode

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche se fait comme suit :

- Auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement à l'aide de l'air jusque à la profondeur désignée ;
- Remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ;
- Compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne.

3.2.1.2. Mode d'exécution

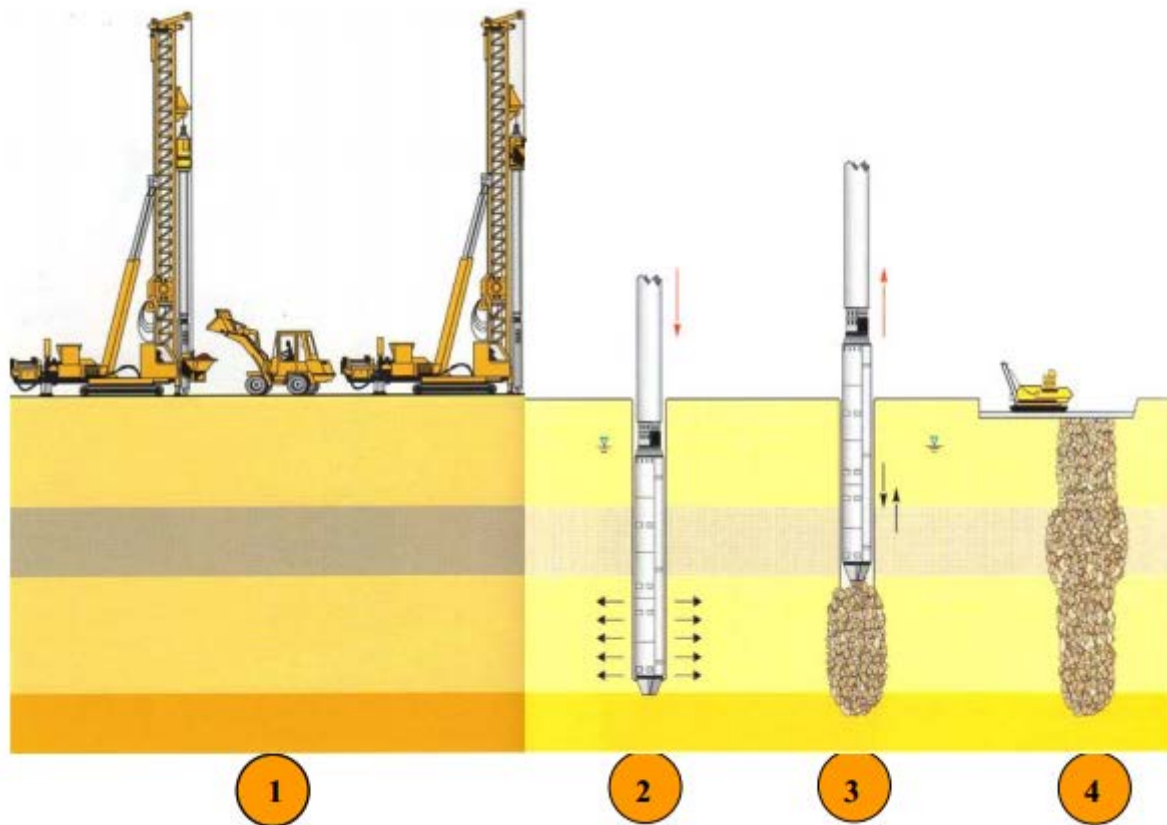


Figure 3 - 1 : Mode opératoire de la réalisation de colonnes ballastées par voie sèche.

1) Préparation : La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

2) Remplissage : Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux contenu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

3) Fonçage : Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

4) Compactage : Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expander le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

5) Finition : La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.



Figure 3 - 2 : Finition d'une colonne ballastée réalisée par voie sèche.

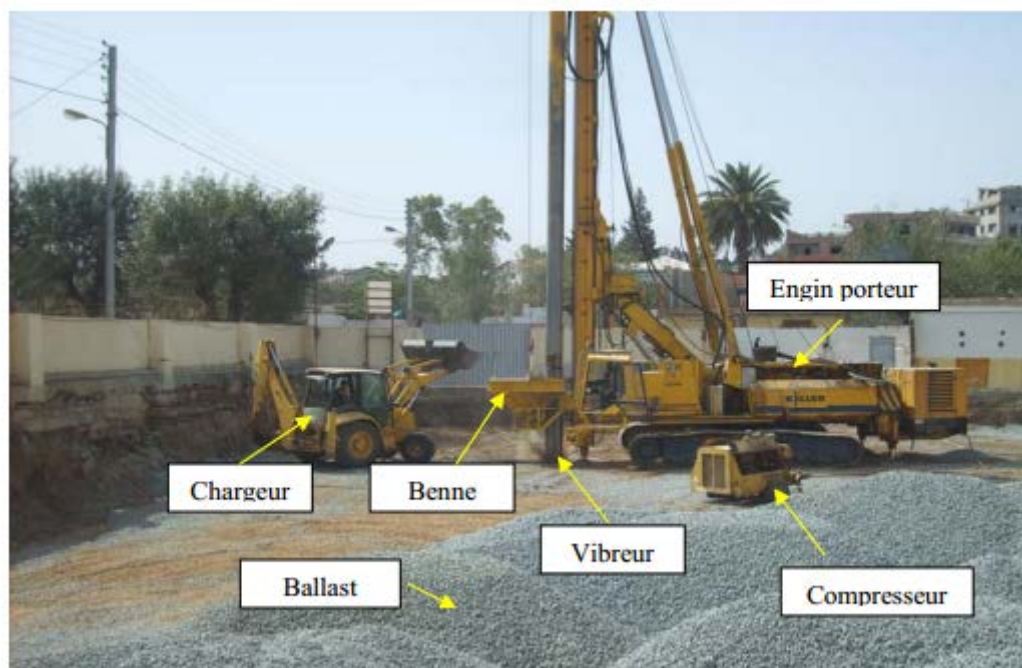


Figure 3 - 3 : Exemple de vibreur Keller.

3.2.2. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide

3.2.2.1. Principe de la méthode

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide consiste à :

- Réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ;
- Remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable ;
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

3.2.2.2. Mode d'exécution

Le mode d'exécution des colonnes ballastées par voie humide est presque le même que par voie sèche sauf qu'on utilise l'eau comme fluide de lançage est que le ballast n'est pas introduit à l'intérieur du vibreur mais dans le vide annulaire entre le vibreur et le trou formé ce qui permet d'utiliser des agrégats de diamètres plus grands. On peut citer les étapes d'exécution suivantes :

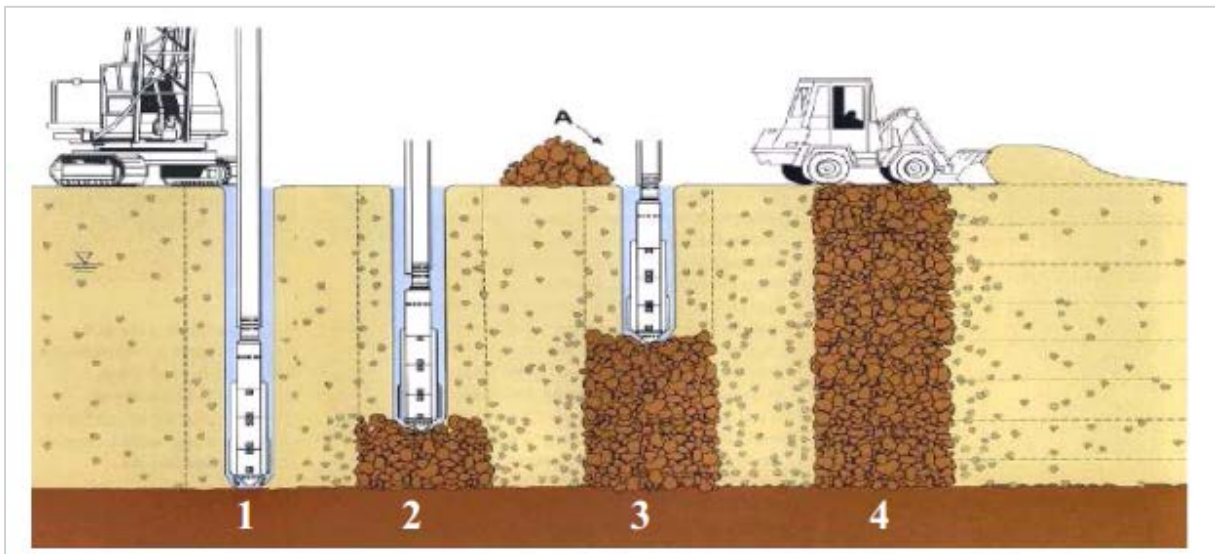


Figure 3 - 4 : *Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide.*

- Mise en station de la grue : le vibreur est amené à la verticale du point centrale de la colonne implanté ;
- Démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement ;

- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol (de l'ordre de quelques centimètres à la périphérie du vibreur : voir figure 3-5). Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend dans le sol sous l'effet de son propre poids. La vitesse de descente est variable d'un sol à l'autre où elle est relativement rapide dans les sols sableux et limoneux par rapport aux terrains argileux ou vasards ;
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte (identifiée par l'enregistreur en temps réel sous forme d'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur), on remonte progressivement le vibreur pour bien nettoyer l'espace annulaire autour du vibreur.



Figure 3 - 5 : *Phénomène de liquéfaction local.*

- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou à l'aide d'un chargeur ou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.



Figure 3 - 6 : Remplissage du trou par le ballast.

- En remontant et descendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives (passes de l'ordre de 50 cm) jusqu'au niveau de la plate-forme, le ballast est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée. L'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur jusqu'à une valeur critique traduit le serrage du terrain et permet de vérifier que le compactage optimal a été atteint.



Figure 3 - 7 : Finition d'une colonne ballastée réalisée par voie humide.

On peut voir ici un exemple de vibreur Keller (figure 3-8) :

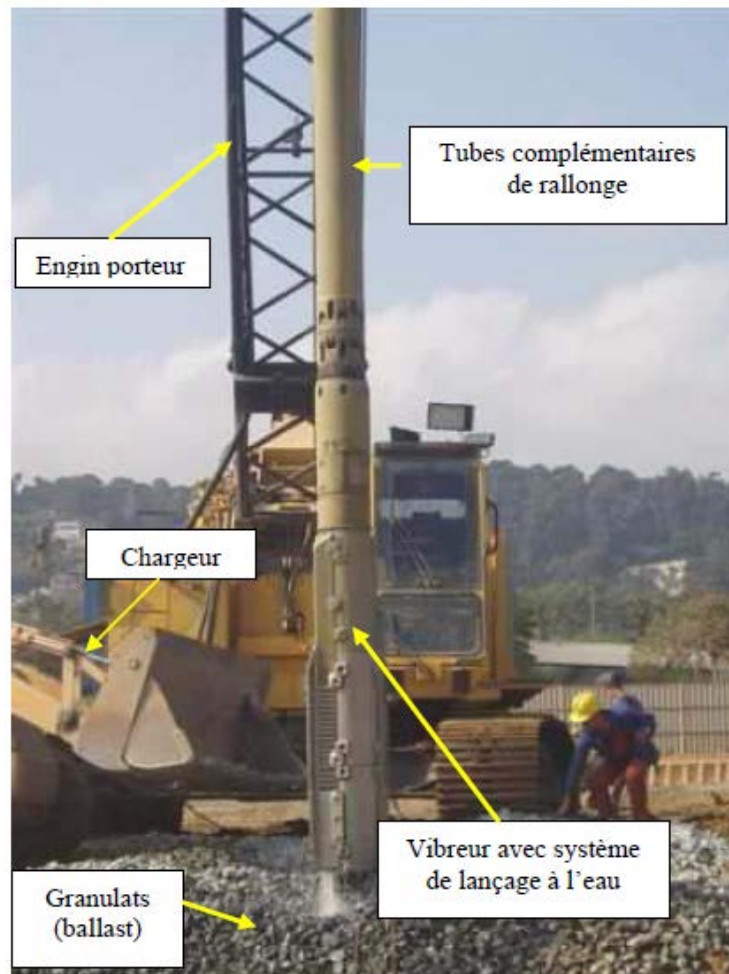


Figure 3 - 8 : Exemple de vibreur Keller (Voie humide).

3.3. Domaines d'application

Le traitement du sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- **Diminution du potentiel de liquéfaction des sols dans les zones sismiques.**
- Amélioration de la capacité portante des sols,
- Réduction des tassements.
- Homogénéisation et amélioration des caractéristiques du sol,
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants.

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- Hall de stockage ;
- Bâtiments industriels et commerciaux ;
- Silos et réservoirs de toute nature ;
- Ouvrage hydraulique (réservoirs, stations d'épuration).

Les colonnes ballastées sont réalisées dans les sols mous non organiques (argile, limon), dans les sables fins argileux et/ou limoneux décomprimés et dans les remblais anthropiques inertes et qu'elles sont proscrites dans les sols organiques (tourbe, vase organique) et les matériaux de décharge en raison de leur comportement évolutif dans le temps.

3.4. Dimensions des colonnes ballastées

3.4.1. La longueur

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées tournent en moyenne autour de 8 à 10 m, sans excéder en aucun cas les 20 à 25 m.

3.4.2. Le diamètre

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ;
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques ;
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

Toutefois, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau. Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide variés entre 80 et 120 cm.

3.5. Le choix des matériaux

3.5.1. Matériaux constitutifs des colonnes

Le Matériau constitutif de la colonne est drainant. Les dispositions constructives suivantes doivent être respectées :

Le rôle porteur est accru par un fort pourcentage de cailloux. Le matériau d'apport peut être roulé ou concassé en fonction des disponibilités locales.

La roche constituant les éléments du matériau d'apport doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées ($R_c > 25$ MPa).

Les caractéristiques adoptées pour le ballast servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante sont résumées dans le tableau 3-1 :

Tableau 3 - 1 : *Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées.*

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40 / 60 12 / 40	Voie humide Voie sèche
LA	< 25 ~ 35	Coefficient Los Angeles
C _{MD}	< 25 ~ 30	Coefficient Micro Deval
LA + C _{MD}	< 40 ~ 60	-
Pourcentage de fines	< 5%	Matériau propre

3.5.2. Epaisseur du matelas de répartition

Un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition. Il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plate-forme de travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition.

Lorsque le matelas de répartition sert de plate-forme de travail, son re-profilage et son compactage final, avec éventuellement un complément de matériau d'apport pour régler l'épaisseur demandée, doivent être réalisés après l'exécution totale des colonnes ballastées.

L'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées.

3.6. Conclusion

On a vu dans ce chapitre que l'utilisation des colonnes ballastées est une très bonne technique d'amélioration des sols, permettant d'atteindre plusieurs objectifs, tels que :

- **La diminution du potentiel de liquéfaction des sols dans les zones sismiques.**
- L'amélioration de la capacité portante des sols,
- LA réduction des tassements.
- L'homogénéisation et amélioration des caractéristiques du sol,
- L'augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants.

On vu aussi qu'elles peuvent être réalisées par plusieurs procédés, dont la voie sèche et la voie humide.

La longueur des colonnes ballastées varie entre 2 et 10 m et leur diamètre est compris entre 50 et 80 cm par voie sèche et entre 80 et 120 par voie humide.

Les colonnes ballastées consistent dans le renforcement par compactage et incorporation de matériau granulaire, d'un terrain dont les caractéristiques sont insuffisantes pour une fondation directe sur le sol de charges réparties ou ponctuelles. La colonne ballastée agit comme élément porteur et comme drain vertical.

Le choix des matériaux des colonnes et du matelas de répartition est très important pour assurer une meilleure résistance ainsi qu'un bon drainage.

Chapitre 4

Les mécanismes de comportement des colonnes ballastées

4.1. Introduction

La compréhension du comportement des colonnes ballastées dès leurs construction jusqu'au transfert total de la charge en tête des colonnes est essentielle pour faire un bon dimensionnement et choisir le bon matériau d'apport pour cet élément d'amélioration des sols.

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

- De la disposition des colonnes, colonnes isolée ou en groupe ;
- Du mode de chargement, fondation rigide ou souple ;
- Du matériau employé.
- De la nature du sol à améliorer ;

4.2. Comportement des colonnes ballastées au cours du temps

Le comportement des colonnes ballastées au cours du temps passe par trois phases essentielles :

- **La phase initiale** : elle est correspond aux étapes de construction du remblai ou de la mise en place de la charge pour les autres ouvrages (radiers, dallages et semelles) ;
- **La phase de consolidation** : cette phase est accélérée par le caractère drainant des colonnes ;
- **La phase de fluage** : elle est en relation avec le caractère fluant ou non du sol encaissant.

4.2.1. La phase initiale

Dans la phase initiale, les pressions interstitielles n'ont pas le temps de se dissiper, il n'y a donc pas de transfert de charge et les tassements sont théoriquement négligeables, mais il peut se produire tout de même des tassements instantanés.

4.2.2. La phase de consolidation

Dans la phase de consolidation, les pressions interstitielles se dissipent, le transfert de charge se produit progressivement dans le temps et les tassements primaires se mobilisent. On observe un report progressif de charge qui provoque, entre le temps initial t_i et un certain temps final t_f , une augmentation de la contrainte verticale σ_{SUR} la colonne et une diminution de la contrainte verticale σ_s sur le sol. A partir d'un certain temps final t_f il y a stabilisation des contraintes sur les colonnes et sur le sol.

4.2.3. La phase de fluage

Le fluage, appelée généralement consolidation secondaire, est par définition le déplacement, ou la déformation, en fonction du temps sous un chargement constant ou une contrainte constante. Bell (2000) a réalisé un essai de chargement sur une semelle filante coiffant cinq colonnes ballastées, à partir de cet essai l'auteur a conclu que les déformations des colonnes ballastées dues au fluage augmentent lorsque l'enfoncement de la fondation croit, ce qui peut expliquer par la dégradation de la structure du sol traité. D'une manière générale ce phénomène de fluage est produit lorsqu'il y a un manque de l'étreinte latérale de sol encaissant les colonnes.

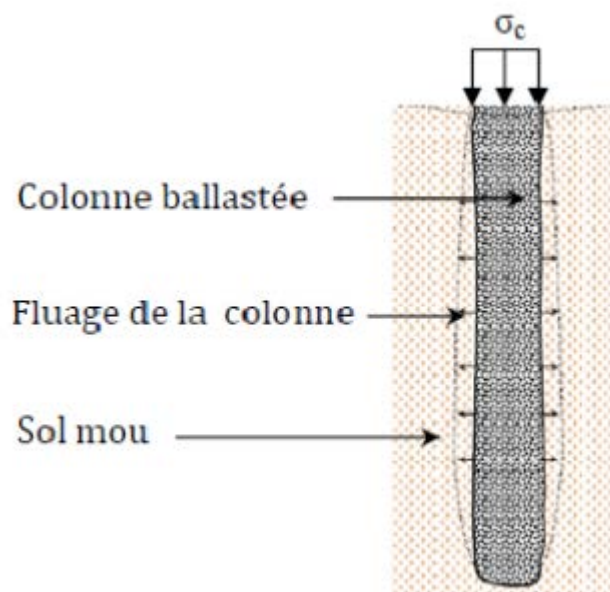


Figure 4 - 1 : *Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale.*

4.3. Comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée

4.3.1. Sous une fondation souple

Sous une fondation souple (Figure 4-2.b), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol σ_s et sur la colonne σ_c évoluent dans un rapport de 3 à 5 (Vautrain, 1980) et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

La contrainte horizontale σ_h qui confine le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol σ_{h0} et de la contrainte de compression exercée dans le ballast $\Delta\sigma_h$, elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (Figure 4-2.a).

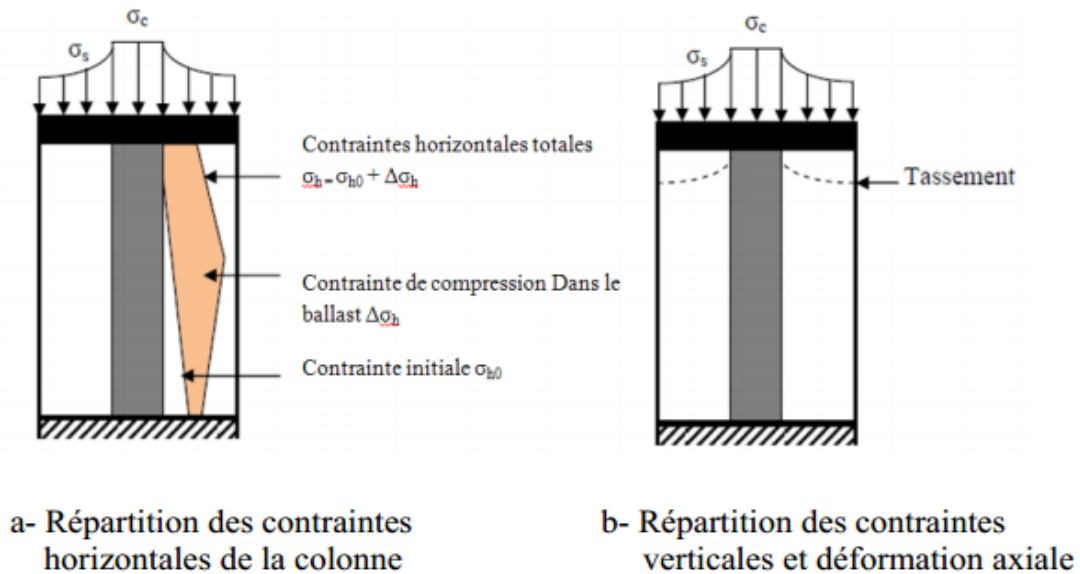


Figure 4 - 2 : Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggstad, 1983).

4.3.2. Sous une fondation rigide

A la base de la fondation rigide (Figure 4-3.b), il y a une concentration de contraintes plus importante sur la colonne et un meilleur déchargement du sol et Compte tenu du caractère indéformable de la fondation, les tassements en surface du sol et de la colonne sont identique (Soyez, 1985 et Belcotec, 1985).

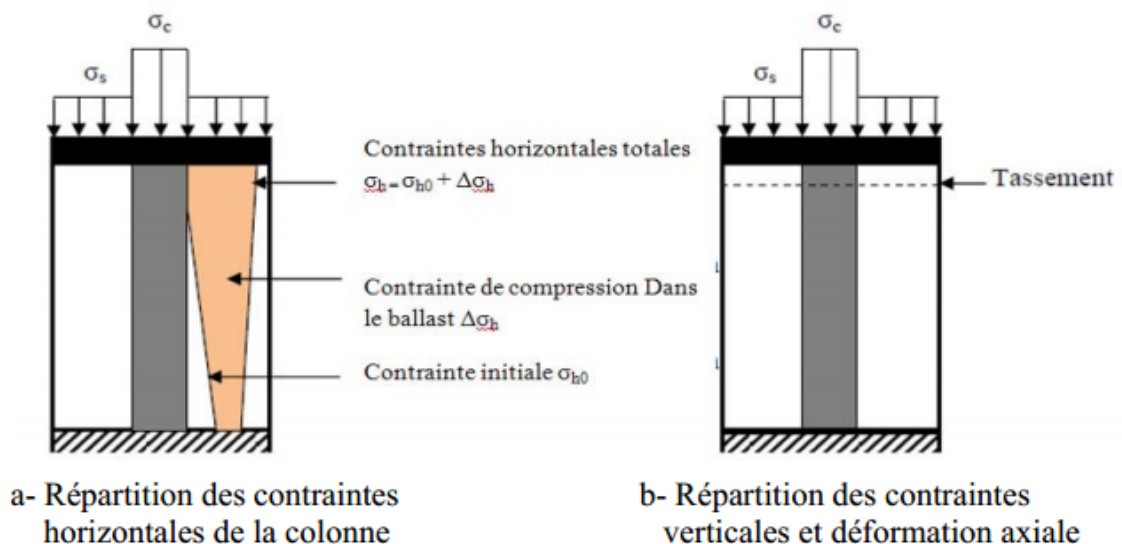


Figure 4 - 3 : Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggstad, 1983).

Pour ce type de fondation la contrainte totale horizontale qui confine la colonne, décroît linéairement en fonction de la profondeur (Figure 4-3.a)

4.3.3. Interaction entre le sol et la colonne ballastée

L'interaction entre le sol et la colonne ballastée (Figure 4-4) dépend de la rigidité de la fondation. Eggestad (1983) note que :

- Dans le cas de la fondation souple, le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique où les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement négatif, Combarieu 1974, BELCOTEC, 1985).
- Lorsque la fondation est rigide, les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à freiner le ballast (frottement positif).

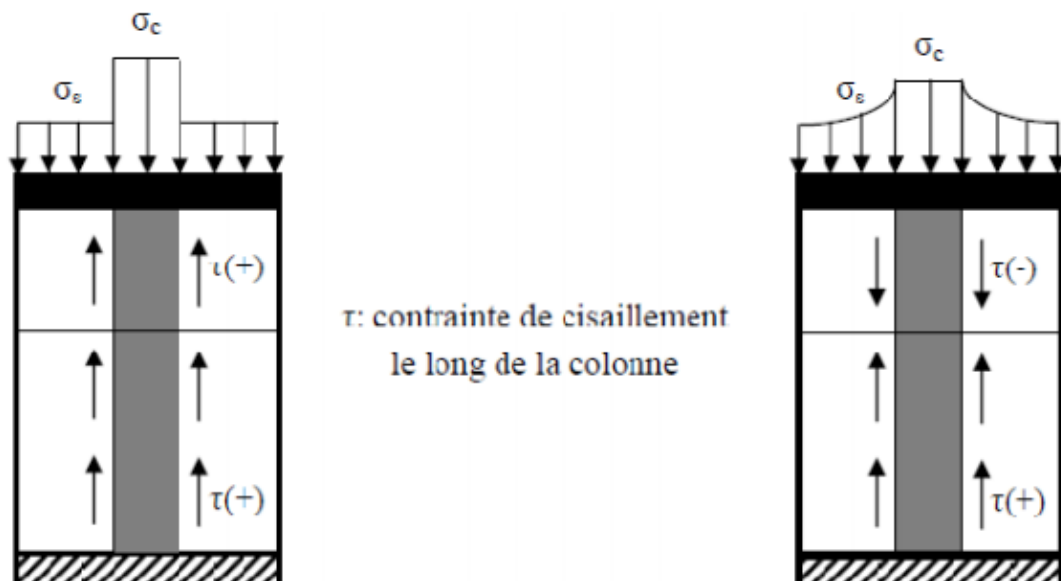


Figure 4 - 4 : Interaction Sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggestad, 1983)

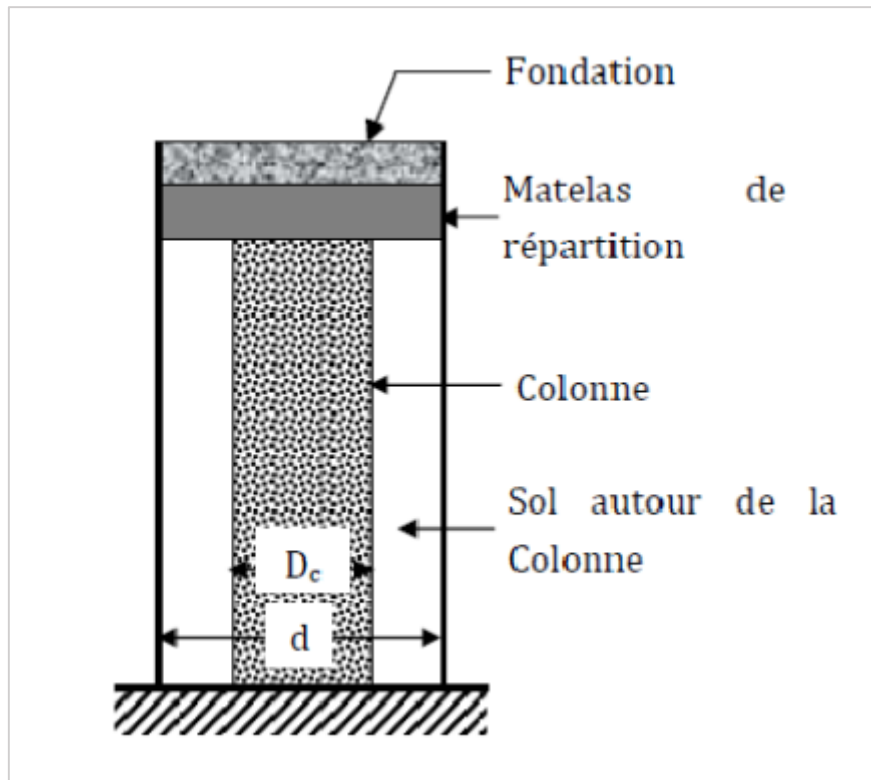


Figure 4 - 5 : Colonne isolée : principe de la cellule unitaire.

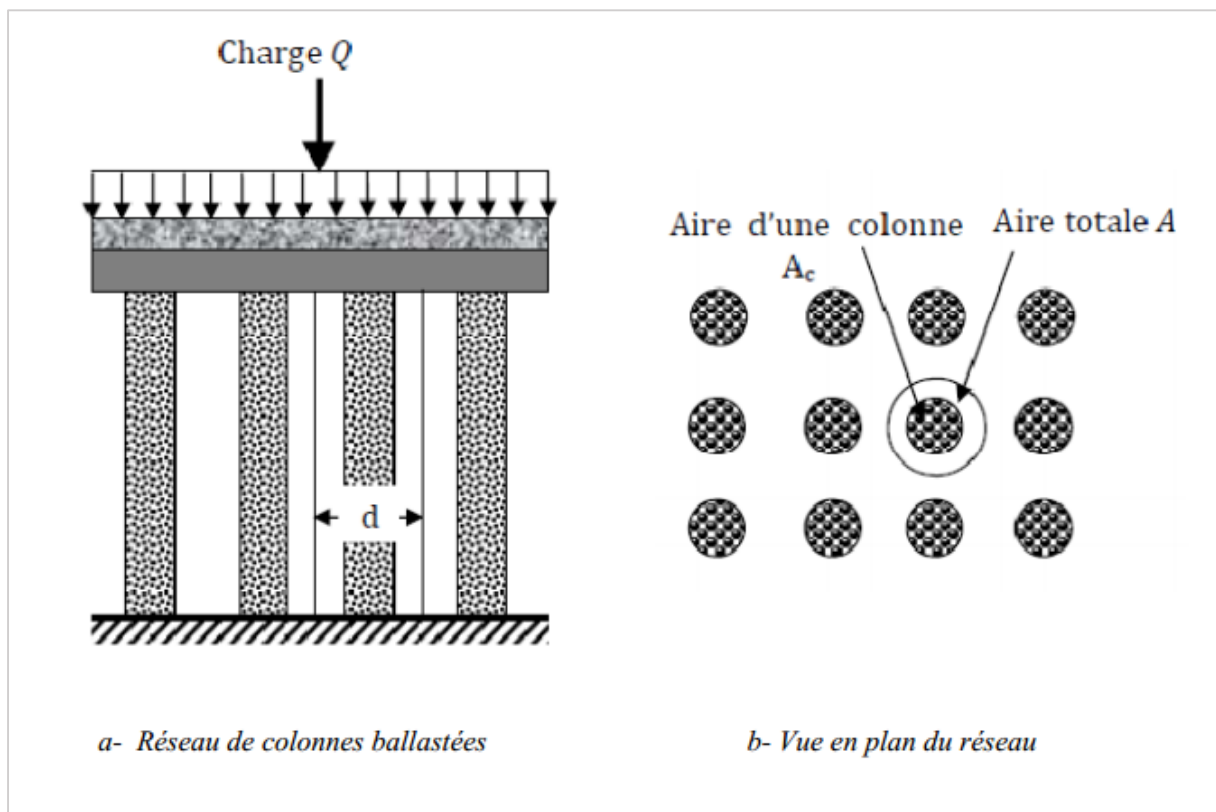


Figure 4 - 6 : Réseau de colonnes ballastées.

4.4. Comportement mécanique d'un réseau de colonnes ballastées

4.1.1. Le maillage

Un réseau de colonnes ballastées c'est un ensemble de colonne construit selon un maillage définit pour obtenir un milieu traité capable de supporter les structures à construire sur ce milieu.

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées (Figure 4-5) :

- Selon un maillage hexagonal ;
- Selon un maillage carré ;
- Selon un maillage triangulaire.

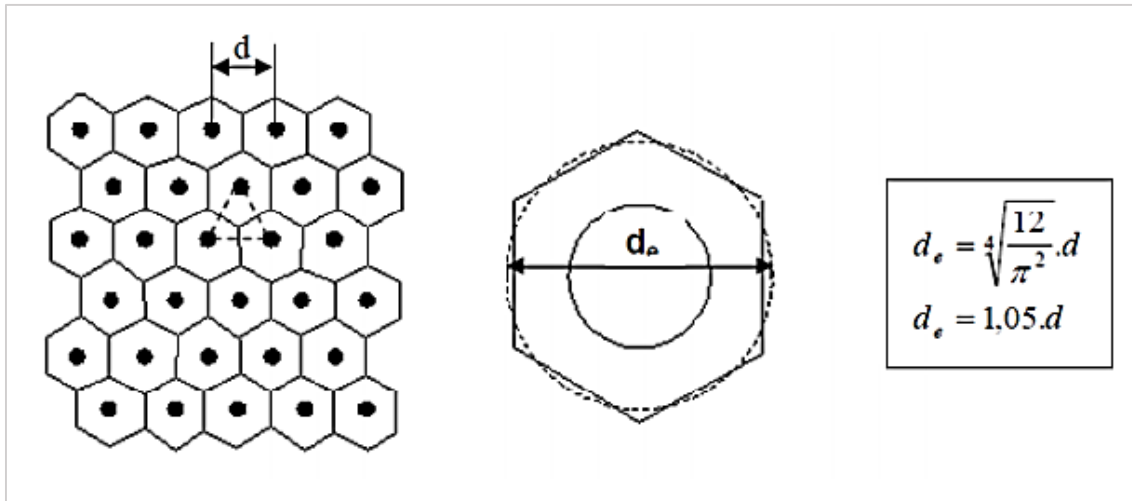


Figure 4 - 7 : Maillage hexagonal.

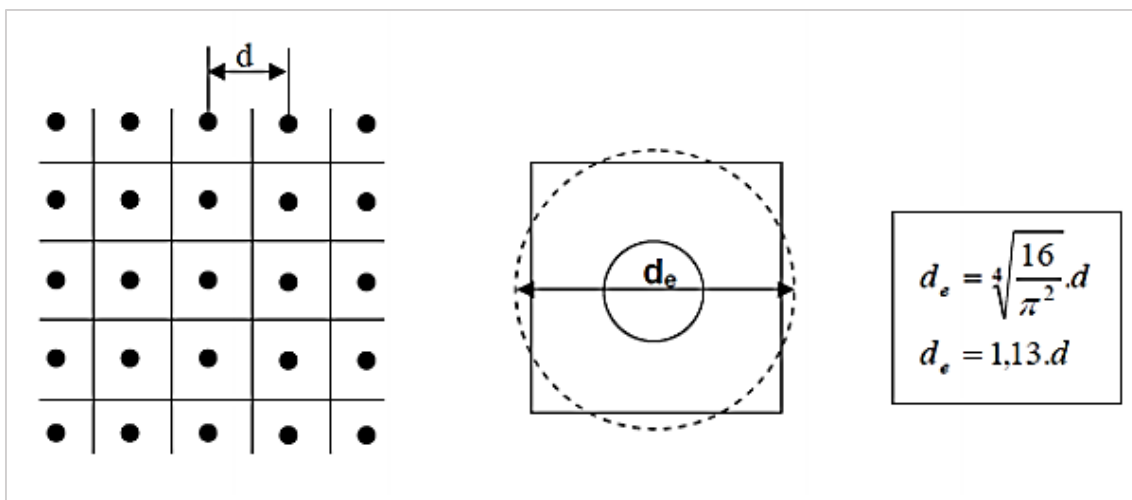


Figure 4 - 8 : Maillage carré.

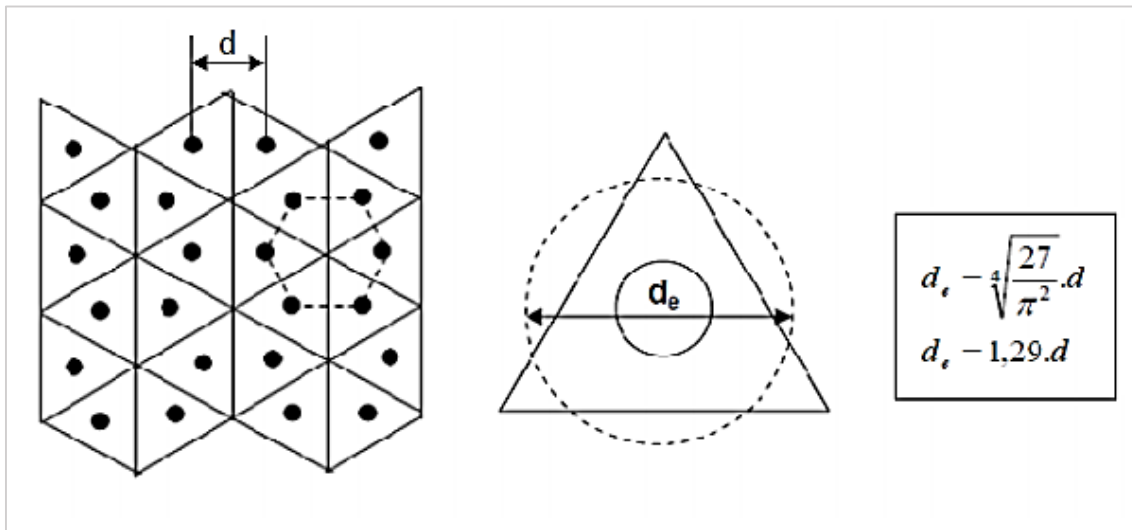


Figure 4 - 9 : Maillage triangulaire.

4.4.2. Sous une fondation souple

Pour les fondations souples, la mise en place du matelas de répartition est indispensable pour une meilleure répartition des contraintes.

Le transfert de la charge sur la tête des colonnes est moins accentué lorsque la fondation est souple.

Le report de charge conduit à des tassements qui sont plus au moins proches de la fondation (Vautrain 1980, Faure 1982, Soyez 1985) et comme pour une colonne isolée chargée en tête, la contrainte horizontale totale confinant le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne le sol avant traitement et d'une contrainte supplémentaire de compression exercée dans le ballast (Eggestaad 1983).

4.4.3. Sous une fondation rigide

Pour ce type de fondation la concentration des contraintes est plus accentuée que dans le cas de la fondation souple (Eggestaad 1983) et les tassements sont identiques en raison du caractère indéformable de la fondation (Belcotec 1985). Pour cette raison de l'égalité des tassements en tête de la colonne et à la surface du sol, le frottement demeure positif sur toute la hauteur des colonnes (Dhouib 2005).

Comme pour une colonne chargée en tête la contrainte horizontale autour les colonnes décroît linéairement en fonction de la profondeur (Eggestaad 1983).

4.5. L'amélioration des propriétés mécanique du sol

D'une manière générale, l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols fins (limons et argiles) est faible entre les colonnes. Par contre, les sols sableux peuvent être densifiés entre les colonnes comme il a montré Chambosse en 1983 et Bell et al. En 1986. Leurs travaux montrent clairement que les améliorations des propriétés mécaniques des sols fin pulvérulents sont possibles et essentiellement lorsque le maillage des colonnes est relativement serré.

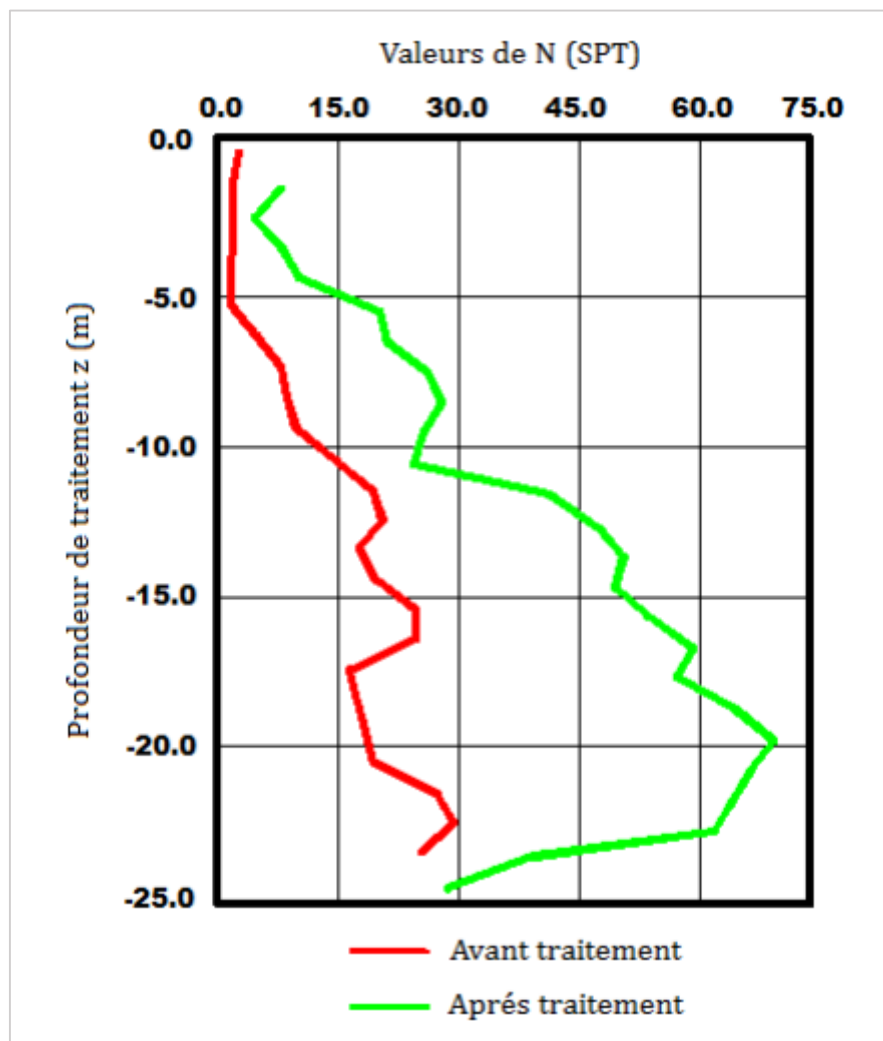


Figure 4 - 10 : Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983).

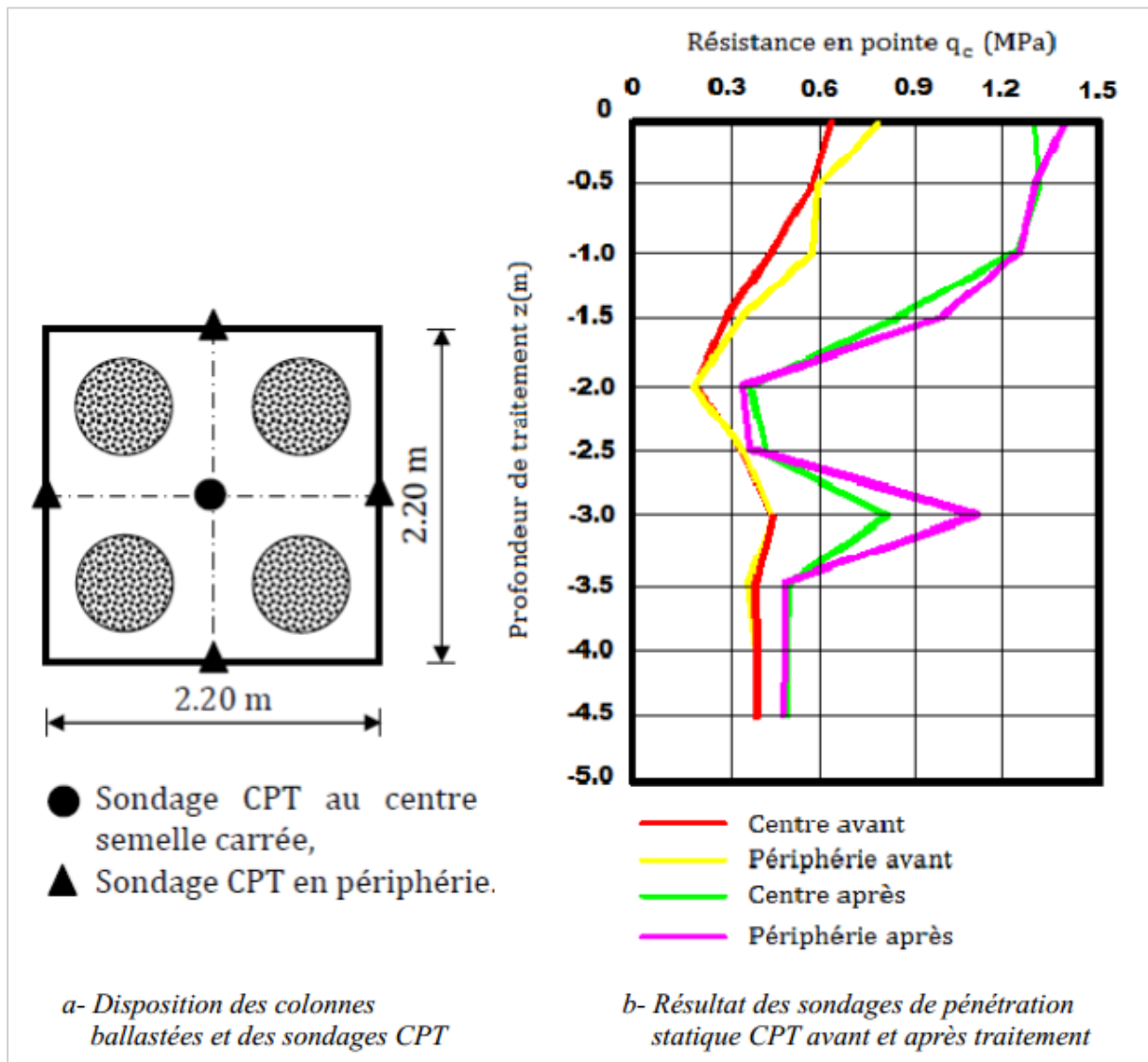


Figure 4 - 11 : Amélioration des propriétés mécaniques des sols après traitement par colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al., 1986).

Slocombe et al. par leurs travaux qui ils ont fait en 2000, montre que les colonnes en groupe conduisent à une meilleur densification des sols pulvérulents lâches et qu'il se produit un resserrage, dans le temps, des particules du sol après la dissipation des pressions interstitielles.

4.6. Conclusion

Le comportement des colonnes ballastées au cours du temps passe par trois phases essentielles, de la phase initiale qui correspond aux étapes de construction du remblai ou de la mise en place de la charge pour les autres ouvrages (radiers, dallages et semelles), à La phase de consolidation, cette phase qui est accélérée par le caractère drainant des colonnes, et enfin à la phase de fluage qui en relation avec le caractère fluant ou non du sol encaissant.

Que ce soit pour une colonne isolée ou pour un réseau de colonnes ballastées, la fondation rigide assure une répartition de charge plus concentrée sur la colonne que sur le sol, et permet alors une meilleure atténuation du tassement.

Un réseau de colonnes ballastées est un ensemble de colonne construit selon un maillage définit pour obtenir un milieu traité capable de supporter les structures à construire sur ce milieu. Les maillages les plus souvent utilisés en pratique sont les maillages hexagonal, carré et triangulaire.

Un réseau de colonne permet de densifier le sol (initialement lâche) entre les colonnes par l'effet de serrage. Après la dissipation des pressions interstitielles, les grains du sol se réarrangent sous l'effet de ce serrage, menant ainsi à une configuration plus dense du sol, et donc l'amélioration de ses caractéristiques mécaniques tels que sa résistance à la liquéfaction.

Conclusion générale

Le développement économique et l'accroissement des populations des villes saturées entraînent l'extension des agglomérations. Ainsi, de plus en plus de constructions et d'infrastructures sont construites sur des sols de mauvaises qualités tels que les sols meubles dans les zones côtières ou sur les zones de dépôt de sédiments marécageux. Tout ça sous la menace de plusieurs phénomènes d'instabilité très dangereux et de très lourdes conséquences. Cela entraîne une importance grandissante des méthodes et techniques d'amélioration du sol.

Le traitement de sol par colonnes ballastées est l'une des techniques préférée par les géotechniciens grâce à ses avantages techniques et économiques, en plus de l'augmentation de la capacité portante de sol traité, les colonnes jouent plusieurs rôles, elles travaillent comme des drains verticaux, transfèrent les charges structurelles vers un substratum par l'intermédiaire d'un matelas de répartition et empêchent la liquéfaction de sol lors d'un séisme.

La technique d'amélioration des sols en place par colonnes ballastées a connu un grand développement dans le monde et commence à se lancer en Algérie en réalisant un certain nombre de projets. Ce développement est lié aux performances du procédé, qui allie rapidité d'exécution et, par conséquent, coût de revient relativement bas, et pour les colonnes mises en œuvre par voie sèche, propreté du site qui facilite largement la coordination des travaux sur site entre divers corps d'état.

Cette technique ne se réduit pas à une simple incorporation de « cailloux » dans le sol afin d'améliorer sa capacité portante, de réduire les tassements sous les fondations, d'accélérer la consolidation primaire par l'effet drainant du matériau de la colonne et de réduire le risque de liquéfaction en zones sismiques. Toutes les études dans le domaine depuis les trente dernières années montrent que l'incorporation de ballast plus « rigide » que le sol encaissant conduit, à long terme, à un report de charge sur les colonnes et à une réduction des contraintes à la surface du sol.

Les tassements sous les fondations rigides sont identiques en tête des colonnes et en surface du sol, mais différent pour les fondations souples en raison du mode de répartition des contraintes en tête de colonne et à la surface du sol.

En plus de l'augmentation de la capacité portante du sol traité par le transfert des charges en tête des colonnes certains auteurs ont montré qu'il y a aussi une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol entre les colonnes.

En zone sismique, les colonnes ballastées agissent comme des drains et permettent de dissiper les surpressions interstitielles et d'atténuer, par conséquent, la contrainte de cisaillement induite par le séisme. En effet, cette contrainte se répartit entre le sol et la colonne en proportion du transfert de charge et des raideurs relatives sol/colonne ballastées.

Références bibliographiques

- [1] **Kramer, S. L.** "Geotechnical Earthquake Engineering." Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996. 653p. ISBN 0-13-374943-6.
- [2] **Mike Jefferies and Ken Been**, "soil liquefaction: A critical state approach", New York, 2006, 580p. ISBN 0-419-16170-8.
- [3] **I. M. Idriss and R. W. Boulanger**, "Soil Liquefaction During Earthquakes ", Berkeley, California, USA, pp 32 – 56, 2004. ISBN 978-1-932884-36-4.
- [4] **Poulos, H. G. and Davis, E. H.**, "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". Wiley, New York, NY, 411 p. 1974.
- [5] **Magnan, J.P. & Pilot, G.** « Amélioration des sols », MECANIQUE DES SOLS, Techniques de l'Ingénieur.C255, France, 1988.
- [6] **Documents Techniques Unifiés (DTU.13.2)** « Fondation profondes pour le bâtiment – Chap.VIII : Colonnes ballastées », Paris, 1992.
- [7] **Keller Fondations Spéciales** , « Les procédés de vibration profonde des sols », brochure 10-02 F, imprimée en Allemagne.
- [8] **Pezot, B & Liausu Ph.** « Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé », article de Ménard Sol traitement.