

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 de Génie Civil
Mémoire de Master en Génie Civil

**Calcul des tassements des colonnes
ballastées par la méthode de
BAUMANN et BAUER : cas de
liquéfaction**

MECHERI Imad eddine

Sous la direction de
Pr. S. Belkacemi

Présenté et soutenu publiquement le 29/06/2017

Composition du Jury :

Président	R.MITICHE-KETTAB	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur	S. BELKACEMI	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Examineurs	M. DEMIDEM	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
	B.K BENZAOUZ	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique

ENP 2017

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 de Génie Civil
Mémoire de Master en Génie Civil

**Calcul des tassements des colonnes
ballastées par la méthode de
BAUMANN et BAUER : cas de
liquéfaction**

MECHERI Imad eddine

Sous la direction de
Pr. S. Belkacemi

Présenté et soutenu publiquement le 29/06/2017

Composition du Jury :

Président	R.MITICHE-KETTAB	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur	S. BELKACEMI	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Examineurs	M. DEMIDEM	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
	B.K BENZAOUZ	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique

ENP 2017

ملخص

التسييل هو ظاهرة عدم استقرار التربة المشبعة بالمياه تحت تأثير تحميل سريع الذي يرافقه زيادة سريعة في الضغط الخلالي مما يؤدي إلى فقدان قوة القص وقدرة تحمل التربة. هذا الذي يسبب، مع مرور الوقت، الضرر الهائل وزيادة احتمال انهيار هياكل هامة. لذلك يجب دراسة هذه الظاهرة والأخذ بها بعين الاعتبار قبل بداية عملية البناء، لتجنب أي نوع من المخاطر المحتملة. هذه الدراسة التقنية، بعد المرور بالجوانب النظرية لهذه الظاهرة والأخذ بمعايير قابلية التربة للسيولة، وكذلك بواسطة استخدام طريقة اختبار الاختراق القياسي في الموقع نفسه "SPT"، هدفها تحديد إمكانية تسييل التربة.

الكلمات المفتاحية: التسييل، تربة، خطر، فقدان قوة القص،

Abstract

Liquefaction is the instability of saturated soil, under a given loading, the increase in pore pressure lead to a loss of shear strength and soil bearing capacity. What causes, over time, enormous damage and great risks of collapse for many structures. Therefore, we must study this phenomenon and take it into consideration, before building, to avoid all types of probable risks. This technical study, after passing by the theoretical aspects on the phenomenon and taking into account the criteria of susceptibility of the soil to liquefaction, thus the use of methodes; for a good estimation of the dammages; like BAUMANN and BAUER's method.

Keywords: settlement, soil, risk, loss of resistance, BAUMANN, BAUER.

Résumé

La liquéfaction est un phénomène d'instabilité d'un sol saturé sous chargement accompagné d'une augmentation rapide de la pression interstitielle conduisant à une perte de la résistance au cisaillement et de la capacité portante du sol. Ce qui cause, avec le temps, d'importants dégâts et de grands risques d'effondrement des structures. Donc, il faut étudier ce phénomène et le prendre en considération, avant de bâtir, pour éviter tous types de risques probables. Cette étude technique, après passer par les aspects théoriques sur le phénomène et en tenant compte des critères de susceptibilité du sol à liquéfaction, ainsi l'utilisation des méthodes; pour mieux estimer les dommages probables; comme la méthode de BAUMANN et BAUER.

Mots clés : tassement, sol, risque, perte de résistance, BAUMANN, BAUER

Dédicace

Je dédie ce travail à mes très chers parents, dont le sacrifice, la tendresse, l'amour, la patience, le soutien, l'aide et l'encouragement sont l'essentiel de ma réussite. Sans eux je ne serai pas à ce stade aujourd'hui.

A mes frère et ma sœur pour leurs soutiens continues durant mon parcours.

A ma grande famille.

Et à tous mes amis.

Imad

Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage pour réaliser ce travail.

Ce travail que nous présentons a été effectué sous la direction de Monsieur S. BELKACEMI, professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, qui a suivi de très près ce travail, pour ses orientations pédagogiques pour l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons à remercier madame R.MITICHE-KETTAB, professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, pour l'honneur qu'elle nous fait de présider le jury de notre soutenance.

Que Messieurs M. DEMIDEM et B.K. BENAZZOUZ, M.A.A à l'Ecole Nationale Polytechnique, soient convaincu de notre sincère reconnaissance pour avoir accepté d'examiner et de critiquer ce mémoire.

Nous remercions tous nos amis qui nous ont aidé pour l'élaboration de ce mémoire.

Enfin, nous tenons à remercier tous les gens qui ont contribué à notre réussite tout au long de notre parcours d'étude.

Table des matières

Liste des figures

Introduction Générale	7
1 La liquéfaction du sol	9
1.1 Introduction :	9
1.2 Phénomène de la liquéfaction du sol :	9
1.2.1 Les comportements fondamentaux de la liquéfaction :	10
1.3 Les effets de la liquéfaction :	13
1.4 Élaboration des méthodes d'ingénierie pour évaluer les risques de la liquéfaction :	16
1.4.1 Évaluation des risques de liquéfaction :	16
1.4.2 Susceptibilité à la liquéfaction des dépôts de sol :	17
1.5 Conclusion	20
2 Les techniques d'amélioration du sol : Les colonnes ballastées	22
2.1 Introduction :	22
2.2 Compactage dynamique	23
2.3 Drains verticaux :	24
2.4 Injection solide :	24
2.5 Inclusions :	25
2.6 Colonnes ballastées :	26
2.6.1 Domaine d'application :	26
2.6.2 Principe de fonctionnement des colonnes ballastées :	27
2.6.3 Mode opératoire	28
2.6.4 Mise en oeuvre	29
2.6.5 Paramètres de conception de base :	30
2.6.6 La capacité portante de la colonne ballastée :	33
2.7 Conclusion	35
3 La performance des fondations sur divers sols stabilisés par la méthode de vibro-compactage	37
3.1 Introduction :	37
3.2 Equipement :	37
3.3 Considérations théoriques :	39
3.4 Tassement immédiat :	40
3.5 Conclusion :	42
Conclusion Générale	43
Bibliographie	44

Liste des figures

1.1	Les trajets de contraintes pour un chargement monotone des sables lâches et des sables denses.[1]	10
1.2	Indice de vide par rapport au déplacement cyclique du cisaillement, montrant la densification d'un échantillon de sable avec des cycles successifs de charge de cisaillement simple drainée (après Youd 1972, avec la permission de l'ASCE).	11
1.3	Mécanisme de génération de la pression interstitielle pendant le chargement cyclique.[1]	12
1.4	Liquéfaction du barrage de Sheffield après le seisme Santa Barbara, 1925.[2]	13
1.5	La nature fluide du sol liquéfié tout au long le bord du lac Merced, San Francisco 1957.[2]	13
1.6	Rupture du pont sur l'autoroute de la côte pacifique 1.[3]	14
1.7	Rupture routière induite par la liquéfaction, Moss Landing State Beach.[3]	14
1.8	Épandage latéral d'un terrain très plat vers la rivière Motagua après le tremblement de terre de 1976 au Guatemala. Notez l'orientation des fissures de la surface du sol parallèlement à la berge.[2]	15
1.9	Ébullition du sable induite par la liquéfaction après le séisme de la Loma de 1989 Prieta, Californie	16
1.10	Photos aériennes de Moss Landing, en Californie, montrant le cadre géologique; La photo de gauche est de 1952 et la photo de droite est de 1987. En comparaison, ces photos peuvent identifier les mouvements du littoral, les charges artificielles et la construction récente (photos : USGS).[1]	19
2.1	Resumé sur l'applicabilité générale des méthodes d'amélioration du sol pour les sols de diverses distributions granulométriques, Mitchell 2008.[4]	22
2.2	Compactage dynamique profond, en montrant le schéma des points d'impact primaire.[2]	23
2.3	Vue aérienne du site subissant une amélioration des sols par compactage dynamique.[4]	23
2.4	Drains verticaux.[4]	24
2.5	Amélioration de sol par injection solide.	24
2.6	Amélioration de sol par inclusion.	25
2.7	Bilan des efforts sur une colonne ballastée (étréinte latérale et chargement)	27
2.8	Mise en oeuvre des colonnes ballastées	30
2.9	Résistance au cisaillement du sol par rapport au diamètre de la colonne ballastée	30
2.10	Maillage hexagonal	31
2.11	Maillage carré	32
2.12	Maillage et caractéristiques des colonnes.	32
3.1	Deux vibreurs couplés ensemble	38
3.2	Section transversale du vibreur.	39

Introduction Générale

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours la conception d'une structure est un problème complexe vue la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts. L'évolution dans la conception des constructions a été accompagnée de l'évolution générale des techniques et des méthodes de calcul telles que les méthodes exactes, approchées et simplifiées, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition de plusieurs tests et essais informatisés pour l'amélioration des règlements et des normes, aidant à lever la complexité des problèmes comme :

- la liquéfaction du sol.
- le tassement des dépôts de sable.
- le déplacement latéral du terrain.
- Le basculement d'immeuble.
- etc.

Nous nous intéressons ici à la liquéfaction des sols qui est un problème majeur qui cause des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions dans certains sols constitués de grains fins dont la granulométrie s'inscrit dans un certain fuseau critique, sont susceptibles lorsqu'ils immergent dans une nappe phréatique et se trouvent dans un état initial insuffisamment serré, de donner lieu au phénomène de liquéfaction.

Le présent travail est une étude technique sur la susceptibilité d'un site à la liquéfaction du sol en passant par les étapes suivantes :

- Premièrement, un premier chapitre qui définit c'est quoi une liquéfaction d'un sol et les différentes caractéristiques de ce phénomène, avec les différents comportements fondamentaux du sable sous un chargement monotone ou cyclique drainé ou non drainé. Pour arriver à la fin de ce chapitre à déterminer les effets de liquéfaction et élaborer les différentes méthodes d'ingénierie existantes pour évaluer la liquéfaction.

- Deuxièmement, un deuxième chapitre qui explique comment on peut évaluer l'initiation et le déclenchement de la liquéfaction et l'approche utilisée pour déterminer les différents paramètres qui vont nous identifier la susceptibilité du sol à la liquéfaction. Cette approche est bien utilisée dans la partie pratique pour l'évaluation de notre cas d'étude.

Chapitre 01 :
La liquéfaction du sol

Chapitre 1

La liquéfaction du sol

1.1 Introduction :

La liquéfaction est l'un des sujets les plus importants et les plus complexes en géotechnique. Ses effets dévastateurs ont attiré l'attention des ingénieurs géotechniciens en 1964 après les tremblements de terre du Alaska et Niigata au Japon. Les deux séismes ont produit des exemples spectaculaires de dommages induits par la liquéfaction, y compris des ruptures des couches du sol, des renversements de ponts et des fondations de bâtiments.

Ce chapitre nous donne une idée sur la liquéfaction et les diverses méthodes par lesquelles les risques de liquéfaction peuvent être évalués, aussi les différentes terminologies, procédures et méthodes d'analyse.

1.2 Phénomène de la liquéfaction du sol :

L'une des causes les plus dramatiques qui causent des dommages aux structures pendant les tremblements de terre est l'occurrence et la répétition de la liquéfaction dans les dépôts de sable saturé. Le sable lâche tend à se contracter sous le chargement cyclique imposé par le tremblement de terre, qui peut transférer les contraintes normales de la matrice de sable à l'eau interstitielle, si le sol est saturé et largement incapable de se drainer pendant les secousses, il en résulte une réduction de la contrainte effective dans le sol et une perte de résistance et de raideur associée qui contribue à la déformation du dépôt de sol.[1]

L'augmentation de la pression interstitielle dans des conditions de charge non drainées est une caractéristique de tous les phénomènes de liquéfaction. La tendance des sols secs à se densifier sous chargement statique et cyclique est bien connue, tant que pour les sols saturés, cependant, un chargement rapide se produit dans des conditions non drainées, de sorte que la tendance à se densifier provoque une augmentation des pressions interstitielles et une diminution des contraintes effectives.[1]

La liquéfaction se caractérise par la nature soudaine de leur origine, la rapidité avec laquelle elle se développe et la grande distance sur laquelle les matériaux liquéfiés se déplacent souvent.

1.2.1 Les comportements fondamentaux de la liquéfaction :

Comportement des sables saturés sous chargement monotones :

La réponse contrainte-déformation du sable à la charge monotone dépend fortement de la densité relative (D_R) du sable, de la contrainte effective de confinement, de l'historique des contraintes, du mode de dépôt et de plusieurs autres facteurs.

Le terme "état critique" se rapporte aux conditions qui existent dans le sable quand il est cisailé et qu'aucune autre modification de volume ou de contrainte ne se produit, il est décrit par la ligne d'état critique (Critical state line CSL), qui représente toutes les combinaisons possibles d'indice de vide et de la contrainte de confinement à l'état critique.

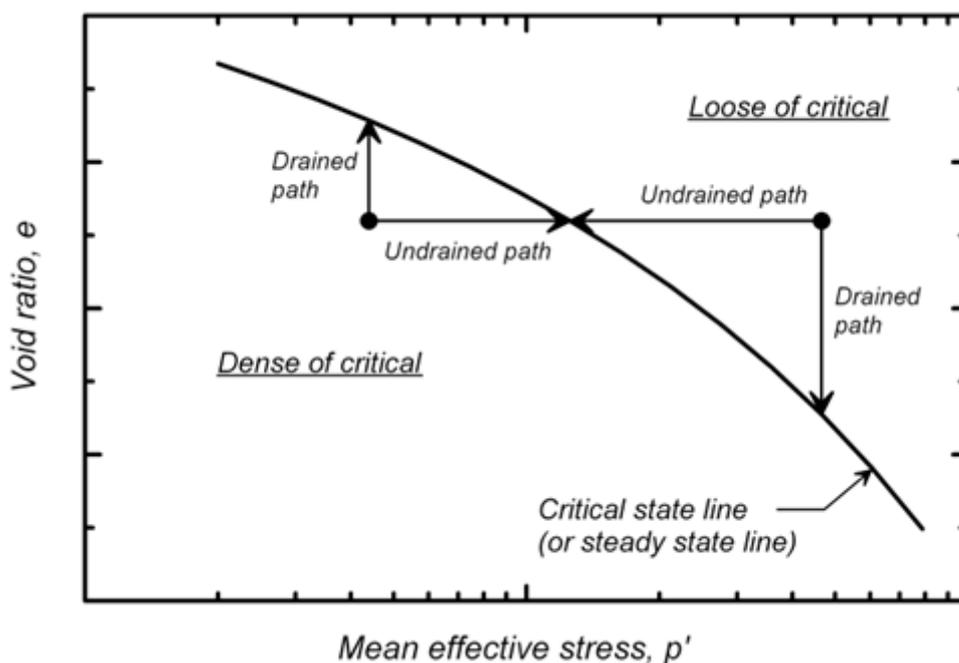


FIGURE 1.1: Les trajets de contraintes pour un chargement monotone des sables lâches et des sables denses.[1]

La figure 1.1 illustre les trajets des sables saturés drainé et non drainé sous une charge monotone pour les états initiaux qui sont « lâches » et pour ceux qui sont « denses ». Les trajets drainés sont montrés pour un chargement à contrainte effective moyenne constante, et les chemins non drainés se produisent à volume constant (ou indice de vide constant).[1]

Comportement des sables saturés sous chargement cyclique :

Chargement cyclique drainé :

Une charge cyclique drainée avec contraintes de cisaillement peut provoquer une contraction nette du sable (densification) sur une large gamme de densités relatives. C'est pourquoi la vibration est efficace pour compacter le sable sec à une densité relative élevée.

La densification progressive d'un spécimen de sable soumis à une charge cyclique et drainée est montrée à la figure 1.2 (Youd 1972). L'échantillon a subi des cycles alternés de contraction incrémentielle (diminution d'indice de vide) et de dilatation incrémentielle

(augmentation d'indice de vide) avec un effet net résultant d'une accumulation de contractions.

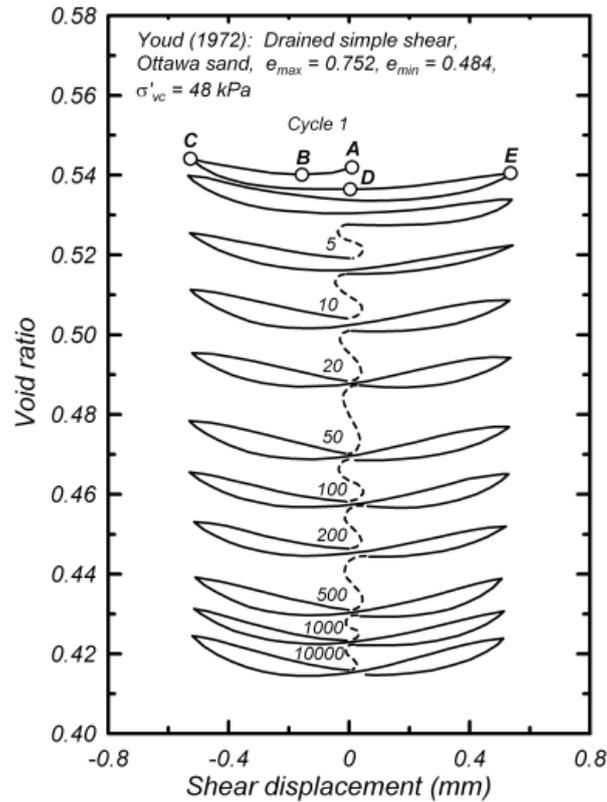


FIGURE 1.2: Indice de vide par rapport au déplacement cyclique du cisaillement, montrant la densification d'un échantillon de sable avec des cycles successifs de charge de cisaillement simple drainée (après Youd 1972, avec la permission de l'ASCE).

Comme le montre la figure, la charge de cisaillement initiale a provoqué la contraction du spécimen du point A au point B, en suite une autre charge de cisaillement a provoqué une dilatation incrémentielle du point B au point C. Au point C, l'échantillon était plus lâche qu'il ne l'était au début du test (c'est-à-dire au point A). Lors de l'inversion de la charge de cisaillement, l'échantillon a ensuite contracté de façon incrémentielle du point C au point D (où il était maintenant plus dense qu'au début de l'essai) avant de passer à une dilatation incrémentielle du point D à E. Ce processus répété à chaque cycle de charge de cisaillement, ce qui entraîne une accumulation régulière de contraintes contractuelles nettes.[1]

L'échantillon est de plus en plus dense au fur et à mesure que la charge cyclique se poursuit avec la variation des indices de vide et l'indice de sur-consolidation

Chargement cyclique non drainé :

Dans un essai de charge cyclique non drainée, la matrice ou squelette de sable peut avoir tendance à se contracter sous les charges cycliques, le réarrangement résultant des particules de sable transfère les contraintes normales de la matrice de sable à l'eau interstitielle c-à-d σ_{tot} reste constante tant que σ_{eff} Diminue et u augmente.

Ce procédé est schématiquement illustré sur la figure 1.3 et peut être décrit comme suit : Le chargement cyclique provoque une contraction plastique du squelette de sable qui entraînerait le déplacement du point A vers le point B si le sable était drainé. Pour des conditions non drainées et saturées, la contrainte volumétrique plastique est contrebalancée par expansion (un rebond) élastique du squelette sous une contrainte effective réduite (c'est-à-dire en se déplaçant du point B au point C). A la limite, le chargement cyclique romprait complètement les contacts porteurs entre les particules de sable de telle sorte que le squelette de sable porterait une contrainte effective normale nulle ($\sigma_{eff} = 0$), et l'eau des pores porterait toute la contrainte totale normale ($u = \sigma_{tot}$).

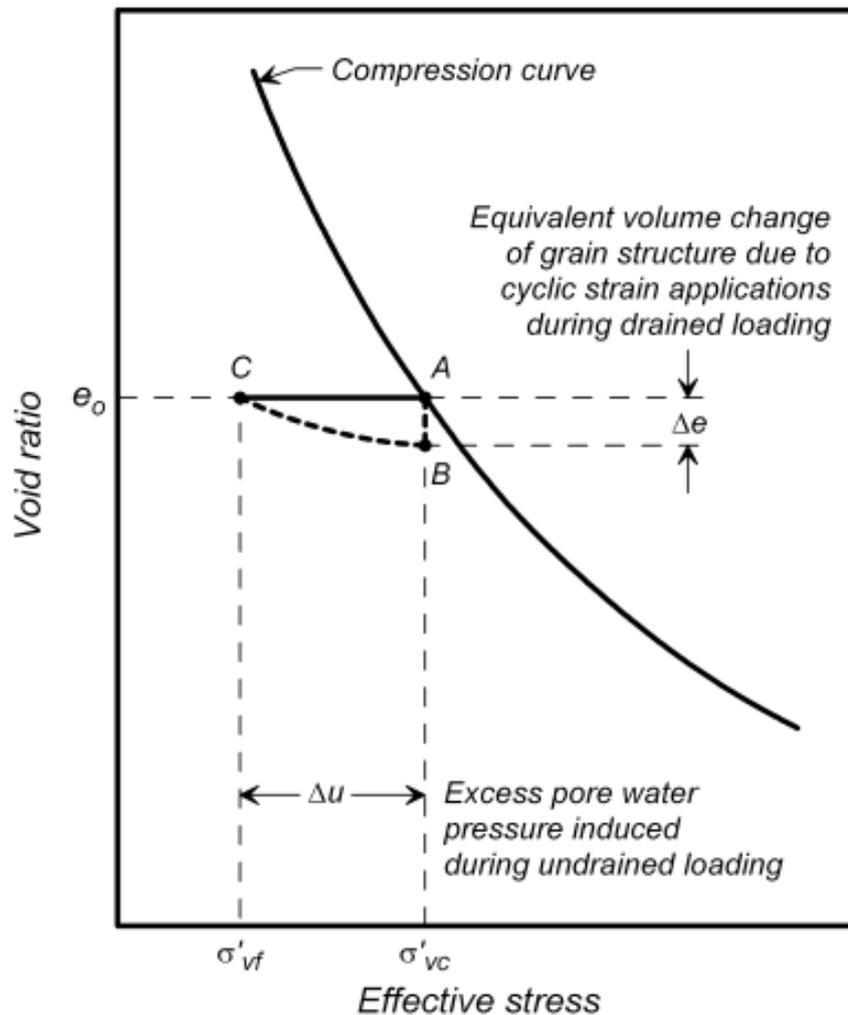


FIGURE 1.3: Mécanisme de génération de la pression interstitielle pendant le chargement cyclique.[1]

Remarque : Le comportement cyclique drainé représenté sur la figure 1.2 peut être directement lié à certaines caractéristiques de comportement en charge cyclique non drainé (la figure 1.3), en particulier le fait que le sable passe d'une dilatation incrémentale lors de l'application de charges de cisaillement à une contraction incrémentale pendant le déchargement.

1.3 Les effets de la liquéfaction :

Le terme de liquéfaction, initialement inventé par Mogami et Kubo (1953), a été utilisé en conjonction avec une variété de phénomènes qui impliquent des déformations du sol causées par des chargements monotones, transitoires ou répétées dans des conditions non-drainé pour un sol saturé.



FIGURE 1.4: Liquéfaction du barrage de Sheffield après le seisme Santa Barbara, 1925.[2]

Des instabilités énormes connues sous le nom liquéfaction peuvent se produire lorsque la contrainte de cisaillement dû au chargement sismique d'un dépôt du sol est supérieure à la résistance au cisaillement de ce dernier. Une fois déclenchées, les grandes déformations sont effectivement entraînées par ces contraintes de cisaillement.



FIGURE 1.5: La nature fluide du sol liquéfié tout au long le bord du lac Merced, San Francisco 1957.[2]

Une rupture spectaculaire du pont a été entraîné par la liquéfaction du boue non consolidées après un tremblement de terre violent. Le pont était sur la célèbre autoroute de la côte pacifique 1 (Pacific Coast Highway 1), près de Watsonville.(Figure 1.6)



(a) Rupture du pont après la liquéfaction.



(b) Vue rapprochée du colonnes.

FIGURE 1.6: Rupture du pont sur l'autoroute de la côte pacifique 1.[3]

Les portions de l'autoroute qui s'effondrent étaient directement au-dessus des sédiments saturés. L'accélération vers le haut pendant le tremblement a provoqué la séparation de la structure de ses colonnes de support, ensuite le pont est retombé vers le bas, et les colonnes ont percé la surface de la route.[3]

Un autre exemple est illustré par la rupture routière de Moss Landing State Beach induite par la liquéfaction (Figure 1.7a). Cette route a été construite à travers un estuaire qui a subi des dommages importants en raison de la liquéfaction, il a diminué plusieurs mètres pendant le séisme et par conséquent, il s'est séparé des sections adjacentes de la route. La section transversale exposée des sédiments (Figure 1.7b), montre clairement un sable de plage de couleur claire qui a été liquéfié.



(a) Rupture routière induite par la liquéfaction



(b) Section transversale des couche sols sous-jacents

FIGURE 1.7: Rupture routière induite par la liquéfaction, Moss Landing State Beach.[3]

La mobilité cyclique :

La mobilité cyclique est un autre phénomène qui peut également produire des déformations permanentes inacceptables pendant les tremblements de terre, lorsque la contrainte de cisaillement est supérieure à la résistance au cisaillement du sol. Les déformations produites par mobilité cyclique se développent progressivement au cours du tremblement de terre. Contrairement à la liquéfaction, les déformations produites par la mobilité cyclique sont entraînées par des contraintes de cisaillement cycliques et statiques. Ces déformations, appelées épandage latéral, peuvent survenir sur un sol très doux ou sur un terrain pratiquement plat adjacent à des plans d'eau (Figure 1.8).



FIGURE 1.8: Épandage latéral d'un terrain très plat vers la rivière Motagua après le tremblement de terre de 1976 au Guatemala. Notez l'orientation des fissures de la surface du sol parallèlement à la berge.[2]

L'ébullition de sable :

L'inondation consécutive des terres basses et le développement des ébullitions de sable (Figure 1.9) sont des caractéristiques de liquéfaction au niveau du sol.

La liquéfaction au niveau-sol est un autre cas particulier, étant donné qu'il n'existe pas de contraintes de cisaillement statiques horizontales qui pourraient entraîner des déformations latérales, la liquéfaction au niveau du sol peut produire un mouvement important d'oscillation au sol pendant le séisme.

La liquéfaction au niveau du sol sont causées par l'écoulement vers le haut de l'eau qui se produit lorsque des pressions interstitielles excessivement se dissipent. En fonction de la durée nécessaire pour atteindre l'équilibre hydraulique, une liquéfaction au niveau-sol peut se produire bien après que le tremblement du sol a cessé.



FIGURE 1.9: Ébullition du sable induite par la liquéfaction après le séisme de la Loma Prieta de 1989, Californie.[1]

1.4 Élaboration des méthodes d'ingénierie pour évaluer les risques de la liquéfaction :

1.4.1 Évaluation des risques de liquéfaction :

Pour une évaluation complète des potentiels de risques de liquéfaction, l'ingénieur en géotechnique doit répondre aux questions suivantes :

1. Le sol est-il susceptible à la liquéfaction ?
2. Si le sol est susceptible, la liquéfaction sera-t-elle déclenchée ?
3. Si la liquéfaction est déclenchée, Des dommages se produiront-ils ?

Si la réponse à la première question est négative, l'évaluation du risque de liquéfaction peut être terminée en concluant qu'il n'existe pas de risque de liquéfaction. Si la réponse est oui, la question suivante doit être abordée.

Si les réponses aux trois questions sont positives, un problème existe ; Si le niveau prévisible de dommages est inacceptable, le site doit être abandonné ou bien il faut l'améliorer et le renforcer.

Dans certains cas, il peut être plus efficace d'inverser l'ordre des deuxième et troisième questions, en particulier lorsque les dommages semblent peu probables.

Ces questions portent sur les trois aspects les plus critiques de l'évaluation des risques de liquéfaction : la susceptibilité, l'initiation et les effets. Tous les trois doivent être pris en compte dans une évaluation complète des risques de liquéfaction.

1.4.2 Susceptibilité à la liquéfaction des dépôts de sol :

Tous les sols ne sont pas sensibles à la liquéfaction et par conséquent, la première étape d'une évaluation des risques de liquéfaction est habituellement l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction. Si le sol d'un site particulier n'est pas susceptible, les risques de liquéfaction n'existent pas et l'évaluation de ces risques peut être arrêtée. Toutefois, si le sol est susceptible, il faut s'attaquer aux problèmes d'initiation et d'effets de la liquéfaction. Il existe plusieurs critères permettant de juger la sensibilité à la liquéfaction, il s'agit notamment de critères historiques, géologiques, de composition.

Critères historiques :

Les documents historiques ou bien les preuves géologiques de la liquéfaction antérieure sur un site fournissent les preuves les plus directes qu'un dépôt de sol est susceptible à la liquéfaction ou pas, parce que les sols qui se liquéfient dans un tremblement de terre ont souvent été observés pour se liquéfier dans des tremblements de terre subséquents. Par conséquent, il serait très utile d'évaluer la susceptibilité de liquéfaction sur un site donné en passant par l'examen des données historiques disponibles.

Une grande quantité d'informations sur le comportement de la liquéfaction provient d'études sur le terrain après le tremblement de terre, qui ont montré que la liquéfaction se produit souvent au même endroit lorsque les conditions du sol et des eaux souterraines sont demeurées inchangées (Youd, 1984). Ainsi, les histoires de liquéfaction peuvent être utilisées pour identifier des sites spécifiques, ou des conditions plus générales du site, susceptibles d'être liquéfiés aux futurs tremblements de terre.

Des enquêtes sur le terrain après le tremblement de terre ont également montré que les effets de liquéfaction ont été historiquement confinés à une zone située à une distance particulière de la source sismique. Ambraseys (1988) a compilé des données mondiales sur des tremblements de terre peu profonds pour estimer une distance épi-centrale limite au-delà de laquelle la liquéfaction n'a pas été observée dans des séismes de magnitudes différentes. La distance à laquelle la liquéfaction peut être attendue augmente considérablement avec l'augmentation de l'amplitude.[2]

Critères géologiques :

Les dépôts de sol qui sont sensibles à la liquéfaction sont formés dans une gamme relativement étroite d'environnements géologiques (Youd, 1991). L'environnement de dépôt, l'environnement hydrologique et l'âge d'un dépôt de sol contribuent tous à sa susceptibilité à la liquéfaction (Youd et Hoose, 1977).

Les processus géologiques qui classent les sols en distributions des tailles de grain uniformes et les déposent dans des états lâches produisent des dépôts de sol présentant une forte susceptibilité à la liquéfaction. Par conséquent, les dépôts fluviaux et les dépôts colluviaux et éoliens, lorsqu'ils sont saturés, sont susceptibles d'être liquéfiés. La susceptibilité des dépôts de sol plus anciens à la liquéfaction est généralement plus faible que celle des dépôts plus récents. Les sols d'âge Holocène sont plus sensibles que les sols de l'âge du Pléistocène, bien que la sensibilité diminue avec l'âge au sein de l'Holocène. La liquéfaction des dépôts pré-pléistocènes est rare.[2]

TABLE 1.1: Susceptibilité des dépôts du sol à la liquéfaction lors de secousses sismiques fortes (youd et perkins 1978, avec la permission de l'ASCE).[1]

Susceptibility of soil deposits to liquefaction during strong seismic shaking (Youd and Perkins 1978, with permission from ASCE).

Type of deposit	Distribution of cohesionless sediments in deposit	Likelihood that cohesionless sediments, when saturated, would be susceptible to liquefaction			
		< 500 years	Holocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
Continental					
River channel	Locally variable	Very high	High	Low	Very low
Floodplain	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Alluvial fan and plains	Widespread	Moderate	Low	Low	Very low
Marine terraces and plains	Widespread	—	Low	Very low	Very low
Delta and fan delta	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lacustrine and playa	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Colluvium	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Talus	Widespread	Low	Low	Very low	Very low
Dunes	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Loess	Variable	High	High	High	Unknown
Glacial till	Variable	Low	Low	Very low	Very low
Tuff	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Tephra	Widespread	High	High	?	?
Residual soils	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Sebkha	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Coastal zone					
Delta	Widespread	Very high	High	Low	Very low
Estuarine	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Beach—high wave energy	Widespread	Moderate	Low	Very low	Very low
Beach—low wave energy	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lagoonal	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Foreshore	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Artificial fill					
Uncompacted fill	Variable	Very high	—	—	—
Compacted fill	Variable	Low	—	—	—

La liquéfaction ne se produit que dans les sols saturés, de sorte que la profondeur des eaux souterraines influence la susceptibilité à la liquéfaction. La sensibilité à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la profondeur de l'eau souterraine. Les effets de la liquéfaction sont le plus souvent observés sur des sites où l'eau souterraine se trouve à quelques mètres de la surface du sol, aussi dans les endroits où les niveaux d'eau souterraine fluctuent de façon significative, les risques de liquéfaction peuvent également être élevés.

Des dépôts de sol fabriqués par l'homme méritent également une attention particulière. Les remplissages lâches, tels que ceux placés sans compactage, sont très susceptibles d'être liquéfiés. La stabilité des barrages de remplissage hydraulique dans lesquels les particules de sol sont déposées de façon lâche par décantation dans l'eau, demeure un risque important.[2]

Critères de composition :

Puisque la liquéfaction nécessite le développement en excès des pressions interstitiels, la susceptibilité à la liquéfaction est influencée par les caractéristiques de composition qui

influencent le comportement de changement de volume.

Les caractéristiques de composition associées à un potentiel de changement de volume élevé tendent à être associées à une forte susceptibilité à la liquéfaction. Ces caractéristiques comprennent la taille, la forme et la gradation des particules.

Pendant de nombreuses années, on pensait que les phénomènes liés à la liquéfaction étaient limités aux sables. Les sols à grain fin ont été considérés comme incapables de générer des pressions de pores élevées associées à la liquéfaction, et les sols à grains plus grossiers ont été considérés comme trop perméables pour maintenir toute pression de pores générée suffisamment longtemps pour que la liquéfaction se développe. Plus récemment, les limites des critères de gradation pour la susceptibilité à la liquéfaction se sont élargies.[1]

Les processus sédimentaires locaux et la construction historique des charges sont souvent évidents dans les photos aériennes. Par exemple, la figure 1.10 montre une photo aérienne de Moss Landing, en Californie, prise en 1952 et une autre prise en 1987. Les deux photos fournissent une bonne vue de la façon dont les processus de dépôt de plage, en outre, la comparaison détaillée de ces deux photos montre que les zones du littoral ont été modifiées par le développement de port (zones de remplissage et de dragage) ou modifiées par les processus naturels de dépôt et d'érosion. Les zones de dépôts naturels très récents et de foyers mal positionnés seraient considérées comme hautement sensibles à la liquéfaction lors du tremblement de terre.



FIGURE 1.10: Photos aériennes de Moss Landing, en Californie, montrant le cadre géologique ; La photo de gauche est de 1952 et la photo de droite est de 1987. En comparaison, ces photos peuvent identifier les mouvements du littoral, les charges artificielles et la construction récente (photos : USGS).[1]

1.5 Conclusion

La liquéfaction d'un sol est un phénomène difficile à étudier vu sa complexité, et comme on a vu dans ce chapitre, plusieurs paramètres influent sur l'occurrence de ce phénomène durant un chargement tel que : les caractéristiques compositionnelles du matériau, la taille, la forme des particules aussi l'âge et l'historique du dépôt du sol.

Dû aux graves conséquences et dégâts de ce phénomène, on était obligé à trouver des méthodes pour les contrer en passant tout d'abord par une diagnostique de la susceptibilité d'un site donné et en tenant en compte des effets superficiels remarquables.

Ces effets observés peuvent inclure :

- Les fissurations au niveau de la surface du sol.
- Les déformations du sol : latérales ou verticales.
- Le bouleversement des structures et l'arrachement des fondations structurelles.

L'interprétation de ces observations de terrain est compliquée par le fait que ces observations de la surface du sol peuvent être peu concluantes pour identifier les profondeurs où la liquéfaction s'est probablement produite. C'est pourquoi on a décidé de voir les méthodes d'évaluations de l'initiation et le déclenchement de la liquéfaction du sol dans le chapitre qui suit.

Chapitre 02 :

Les techniques d'amélioration du sol :

Les colonnes ballastées

Chapitre 2

Les techniques d'amélioration du sol : Les colonnes ballastées

2.1 Introduction :

Les champs d'application des différentes techniques dépendent essentiellement de la nature et de la granulométrie des terrains que l'on désire améliorer.

Certaines des méthodes d'amélioration des sols les plus communes sont énumérées dans la figure 2.1, qui montre la gamme des tailles de grain du sol dans lesquelles les méthodes sont susceptibles d'être raisonnablement efficaces (Mitchell 2008). Bien qu'il soit approximatif dans son orientation, cette figure illustre que le premier critère est le choix d'une méthode d'amélioration du sol qui convient bien aux sols à traiter.

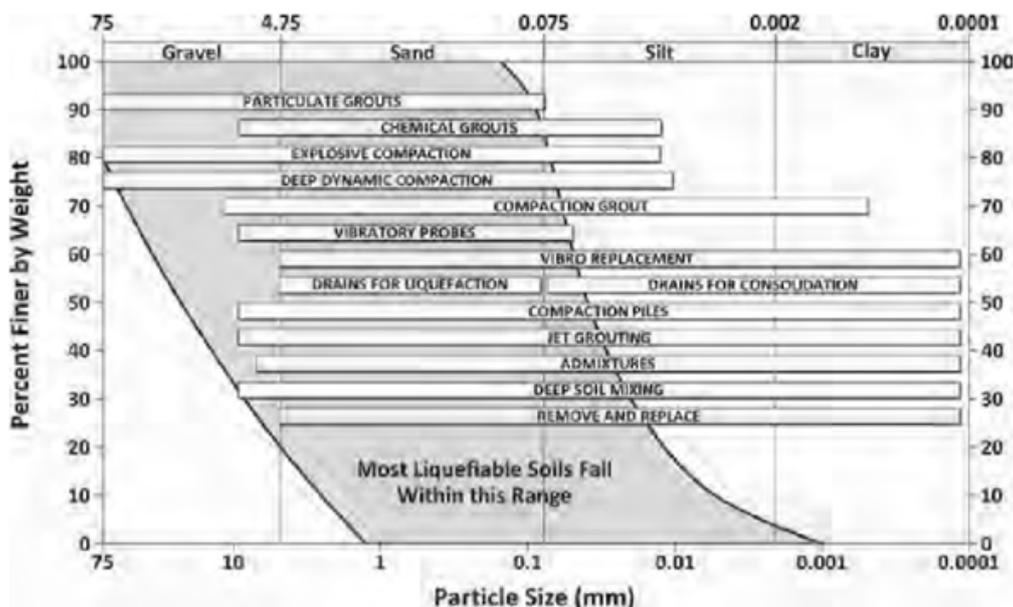


FIGURE 2.1: Résumé sur l'applicabilité générale des méthodes d'amélioration du sol pour les sols de diverses distributions granulométriques, Mitchell 2008.[4]

Ce chapitre décrit brièvement les méthodes les plus utilisées pour améliorer le sol afin de réduire les risques de liquéfaction. Puis, nous abordons en détail à l'une des méthodes la plus efficace pour le renforcement du sol qui est les colonnes ballastées

2.2 Compactage dynamique

Cette méthode permet de traiter le sol en profondeur, par des actions en surface du sol, en compactage dynamique profond, une grue lâche de manière répétitive une grande masse d'une hauteur significative sur la surface du sol, comme le montre la figure 2.2.



FIGURE 2.2: Compactage dynamique profond, en montrant le schéma des points d'impact primaire.[2]

Les grues à chenilles peuvent lâcher en chute libre des masses pesant jusqu'à 33 tonnes à partir de hauteurs allant jusqu'à 30 m, et les machines spécialement construites peuvent déposer des masses encore plus grandes. L'impact de ces masses sur la surface du sol produit un cratère dont la profondeur dépend de la résistance du sol en surface et de la propagation des ondes de stress dynamiques à travers les différentes couches du sol souterraines.



FIGURE 2.3: Vue aérienne du site subissant une amélioration des sols par compactage dynamique.[4]

Ces contraintes dynamiques peuvent être suffisamment grandes pour liquéfier ou, au moins, générer des pressions excessives d'eau des pores dans les sols sous le point d'impact. La dissipation de ces pressions excédentaires de l'eau interstitielle densifie le sol, avec un

tassement associé à la surface du sol.

Le compactage dynamique profond améliore les dépôts de sol liquéfiés principalement en densifiant le sable de sol in-situ en augmentant la pression latérale in-situ.

2.3 Drains verticaux :

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols fins saturés en eau. La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'excès de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités.



FIGURE 2.4: Drains verticaux.[4]

2.4 Injection solide :

Technique éprouvée, économique et souple, elle permet en outre de réduire le potentiel de liquéfaction en cas de séisme. Utilisée pour le traitement des terrains sableux, limoneux



FIGURE 2.5: Amélioration de sol par injection solide.

ou argileux, humides ou saturés, la technique d'injection solide consiste à injecter sous pression un mortier très visqueux, suivant un maillage spécifique établi en fonction de la nature du terrain et des objectifs recherchés, de manière à réaliser une densification statique horizontale. . Contrairement à d'autres, elle peut être utilisée sous des constructions existantes.

2.5 Inclusions :

Utilisable pour fonder tous types d'ouvrage sur sols compressibles de toute nature, ce procédé permet de réduire fortement les tassements.



FIGURE 2.6: Amélioration de sol par inclusion.

Les inclusions sont généralement verticales et disposées suivant un maillage régulier. Elles doivent présenter des caractéristiques intrinsèques de déformation et de raideur, compatibles avec les terrains encaissants et les structures à porter.

Différents modes de mise en œuvre (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (ballast, gravier, mélange sol-ciment et tous types de mortier ou béton) sont utilisables pour permettre la réalisation à moindre coût.

2.6 Colonnes ballastées :

Les dépôts de sol peuvent être améliorés par l'inclusion de colonnes denses de gravier connues sous le nom de colonnes ballastées. En principe, les colonnes ballastées peuvent être mises en place tous types de sols.

Pourquoi les colonnes ballastées ?

La technique des colonnes ballastées présente des caractéristiques mécaniques élevées et un fort caractère drainant sous les ouvrages à surcharge répartie (remblais, radiers, dallages...), les colonnes ballastées sont disposées suivant un maillage régulier avec une matelas de répartition des contraintes permettent d'homogénéiser et de diminuer l'amplitude globale des tassements sous l'ouvrage.

Les colonnes ballastées peuvent également être disposées en groupes sous les charges isolées (semelles de fondations) ou en files (Semelles filantes, murs de soutènement...), et dans ce cas elles permettent d'accroître la capacité portante du terrain.

Le procédé est adapté pour traiter les sols présentant des caractéristiques mécaniques faibles à très faibles (sables limoneux, argiles, limons, remblais hétérogènes...), mais il doit être exclu dans les sols présentant un caractère évolutif (matériaux organiques...) dans lesquels l'étreinte latérale autour des colonnes n'est pas garantie à long terme.[5, 6]

2.6.1 Domaine d'application :

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, dallage. C'est la maîtrise du comportement de la fondation de ces ouvrages qui est recherchée et notamment le coefficient de réduction des tassements. Ce coefficient est généralement compris entre 1,5 et 4 sous charges réparties.[5]

Application par types d'ouvrages :

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 :

- halls de stockage.
- bâtiments industriels et commerciaux.
- silos et réservoirs de toute nature.
- ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions techniques associées :

- En génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux).
- Sous fondations superficielles de bâtiments.

Application par zone sismique :

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols, et à l'augmentation de résistance au cisaillement.[5]

les colonnes ballastées de manière générale ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques.

2.6.2 Principe de fonctionnement des colonnes ballastées :

L'amplitude de l'expansion de la colonne dans le sol est fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant, cette dernière ne doit donc pas être trop faible sinon la colonne n'est pas suffisamment tenue latéralement. Ainsi le diamètre de la colonne varie selon la compacité des différentes couches traversées. Il est compris entre 50 à 80 cm pour la mise en oeuvre par voie sèche, mais dépendent aussi de la force de poussée de la machine utilisée pour la mise en oeuvre.[5]

Grâce à l'étreinte latérale, la colonne ballastée est maintenue en place et transmet la charge qu'elle reçoit en tête vers les couches sous-jacentes résistantes. Alors la colonne ne résiste que grâce à la pression latérale exercée par le terrain naturel, on peut donc calculer la force portante des colonnes ballastées suivant le schéma des contraintes dans la figure 2.7 :

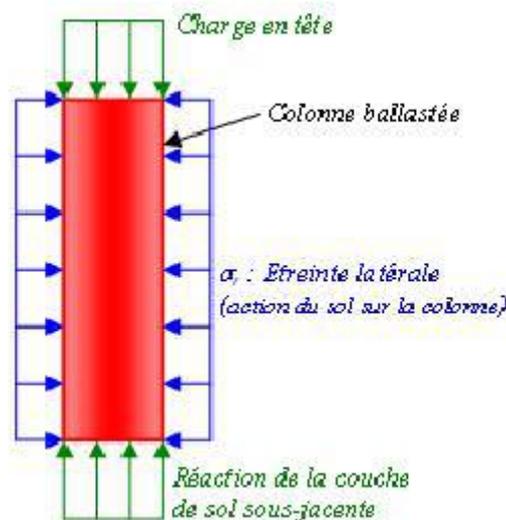


FIGURE 2.7: Bilan des efforts sur une colonne ballastée (étreinte latérale et chargement)

La contrainte de calcul à l'ELS sur la section théorique de la colonne doit :

- Etre inférieure à 2 fois l'étreinte latérale du sol en place sur la colonne.
- Rester inférieure à 0,8 MPa.
- Etre calculée à partir de la contrainte de rupture en y affectant un coefficient de sécurité d'au moins 2.
- Etre cohérent avec la résistance à la compression des couches sous-jacentes.
- Demeurer compatible avec les tassements admissibles de l'ouvrage.

Son comportement peut être assimilé à un échantillon pulvérulent placé dans un appareil triaxial, alors par analogie on peut écrire la résistance mécanique de la colonne sous la forme suivante :

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (2.1)$$

avec :

q_r : Contrainte de rupture de la colonne.

σ_h : Etreinte latérale du sol.

ϕ : Angle de frottement interne de la colonne.

2.6.3 Mode opératoire

Méthodes et matériels :

Deux procédés sont employés pour la mise en oeuvre :[5]

- la mise en place par voie humide : Cette méthode consiste à injecter de l'eau sous pression afin de faciliter le fonçage de la foreuse. Cette méthode est nommée " vibro-substitution " puisque l'injection d'eau extrait le sol en place qui est alors remplacé par du matériau d'apport.

- la mise en place par voie sèche : Il s'agit ici d'injecter non pas de l'eau mais de l'air à forte pression dans le sol. Le sol déplacé est refoulé dans le sol encaissant sans être extrait cette fois ci. Cette technique dite de " vibro-refoulement " présente l'avantage de ne pas consommer d'eau et par conséquent c'est la technique la plus fréquemment employée.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement de la nature et de l'état de saturation du sol, du but recherché et des caractéristiques des matériaux d'apport. Il appartient à l'entreprise, en fonction de son savoir-faire et de son expérience, de choisir l'outil et le procédé le mieux adaptés dans chaque cas.

Préforages :

- La traversée de couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction du terrain.
- Tout volume excavé ou remanié doit être comblé et compacté par le matériau de la colonne.

Matériaux d'apport :

- Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles.
- Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.
- Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :
 1. $LA < 35$
 2. $MDE < 30$
 3. $LA + MDE < 60$

LA : essai Los Angeles, norme NF EN 1097-2.

MDE : essai Micro Deval, norme NF EN 1097-1.

Remarque : Les vibreurs avec alimentation en pied sont plus sensibles à La granulométrie qui dépend essentiellement du matériaux d'apport « une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube ».[5, 6]

- On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :
 - vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : en termes de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40.
 - autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.

2.6.4 Mise en oeuvre

Préparation et remplissage :

La machine est mise en station au dessus du point de fonçage et se stabilise sur des vérins, ensuite la colonne est réalisée à l'aide d'un vibreur équipé d'un excentrique situé en pied qui génère des vibrations horizontales. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement des agrégats.

Fonçage ou Pénétration :

Le vibreur est descendu jusqu'à la profondeur prévue en refoulant latéralement le sol sous l'effet des vibrations, de la poussée de l'outil et l'air comprimé(figure 2.8)

Remplissage :

Une fois la profondeur finale atteinte, le vibreur remonte graduellement au fur et à mesure qu'elle remplit et compacte le gravier. Elle atteint la surface lorsque la colonne ballastée est terminée. Ce remplissage est effectué par couches successives (par passe de 50 cm environ) tout en maintenant la vibration afin de compacter le ballast et de continuer à refouler le sol.

Finition :

Une fois la colonne ballastée terminée, on effectue un compactage en surface puis un nivellement afin de pouvoir réaliser les fondations superficielles qui sont directement posées sur les colonnes.

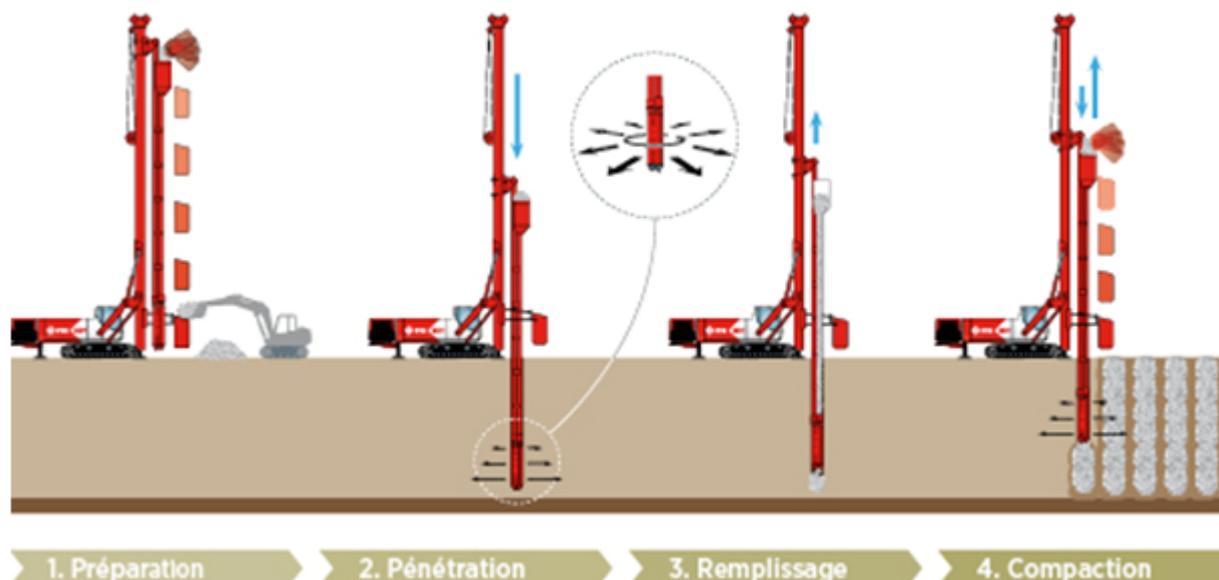


FIGURE 2.8: Mise en oeuvre des colonnes ballastées

2.6.5 Paramètres de conception de base :

Diamètre de la colonne ballastée (D) :

L'installation de colonnes dans les sols cohésifs est essentiellement un processus d'auto-compensation avec l'idée de base : plus le sol est meuble, plus le diamètre de la colonne est grande.

En raison du déplacement latéral des ballastes pendant les vibrations / perçage, le diamètre final du trou est toujours supérieur au diamètre initial de la sonde, il est en fonction du type de sol, de sa résistance au cisaillement, de la taille des graviers, des caractéristiques de la sonde vibrante utilisé et la méthode de construction.

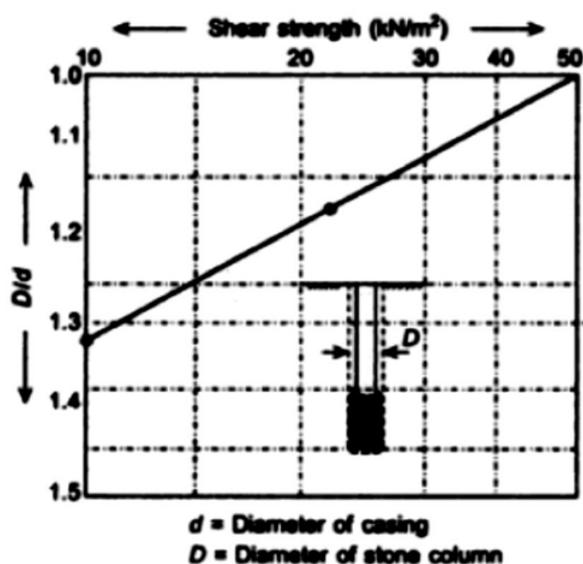


FIGURE 2.9: Résistance au cisaillement du sol par rapport au diamètre de la colonne ballastée

Le diamètre approximatif de la colonne dans le champ peut être déterminé à partir du volume connu de matériau compacté pour remplir le trou, de la longueur et des densités minimales de la pierre. Nayak a donné un diagramme pour corrélérer le diamètre de la colonne et la résistance au cisaillement non drainée du sol, comme illustré dans la figure 2.9. Le diamètre obtenu est le diamètre nominal à considérer dans la conception.[7, 8]

Profondeur de la colonne ballastée :

La colonne est installée sous les fondations jusqu'à la profondeur des strates compressibles dans la zone d'influence dans le sous-sol. En plus de supporter les charges verticales, les colonnes fonctionnent comme voie de drainage pour dissiper la pression excessive de l'eau des pores, et par conséquent, accélérer le taux de consolidation.

Maille et Espacement :

La conception des colonnes devrait être spécifique au site et aucune directive précise ne peut être donnée sur l'espacement maximal et minimal des colonnes. Cependant, l'espacement des colonnes peut varier en fonction des conditions du site, du cycle de chargement, des facteurs de colonne, de la technique d'installation.

Les colonnes en pierre doivent être installées de préférence dans un arrangement hexagonal qui donne l'emballage le plus dense bien qu'un arrangement carré le quel également utilisé. Une disposition typique est illustrée ci-dessous.[4, 7, 9]

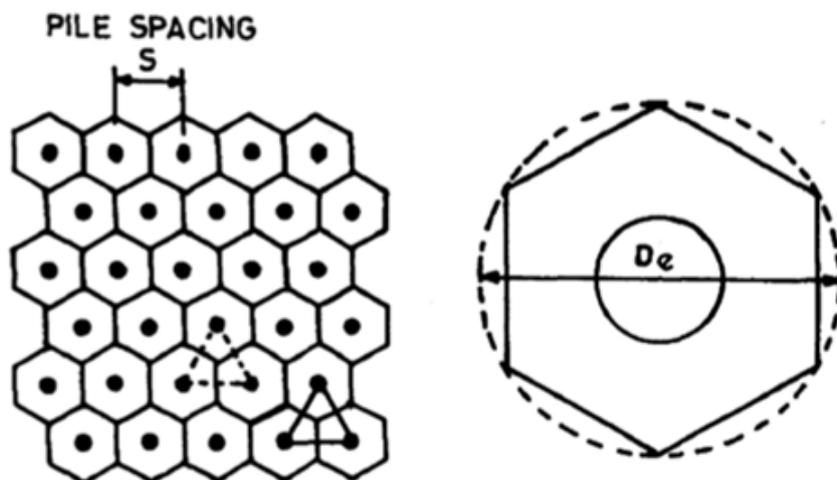


FIGURE 2.10: Maillage hexagonal

Pour les grands projets, il est souhaitable de procéder à des essais sur le terrain pour déterminer l'espacement et le maillage le plus optimal des colonnes en tenant compte de la capacité de support requise du sol et du tassement admissible de la fondation.

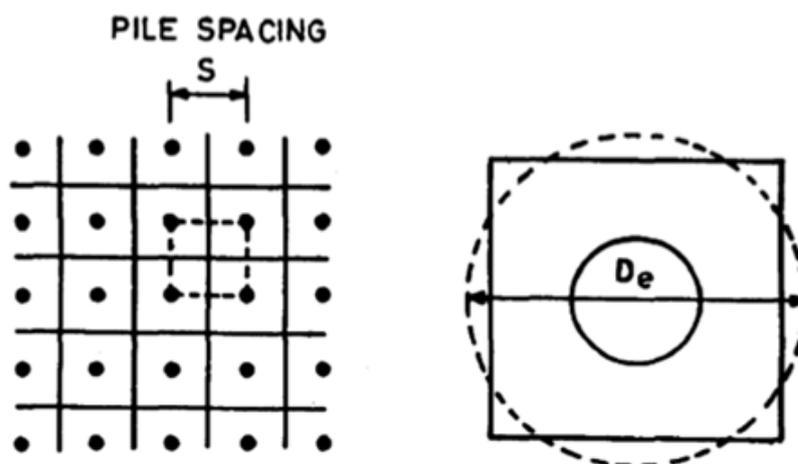


FIGURE 2.11: Maillage carré

Diamètre équivalent :

La zone tributaire du sol entourant chaque colonne forme un hexagone régulier autour de la colonne. Il peut être étroitement approché par une zone circulaire équivalente ayant la même surface totale.[4, 7, 8]

Le cercle équivalent a un diamètre effectif (D_e) qui est donné par :

pour un maillage hexagonale : $D_e = 1.05 S$
 pour un maillage carré : $D_e = 1.13 S$

Avec : S = Espacement entre les colonnes ballastées.

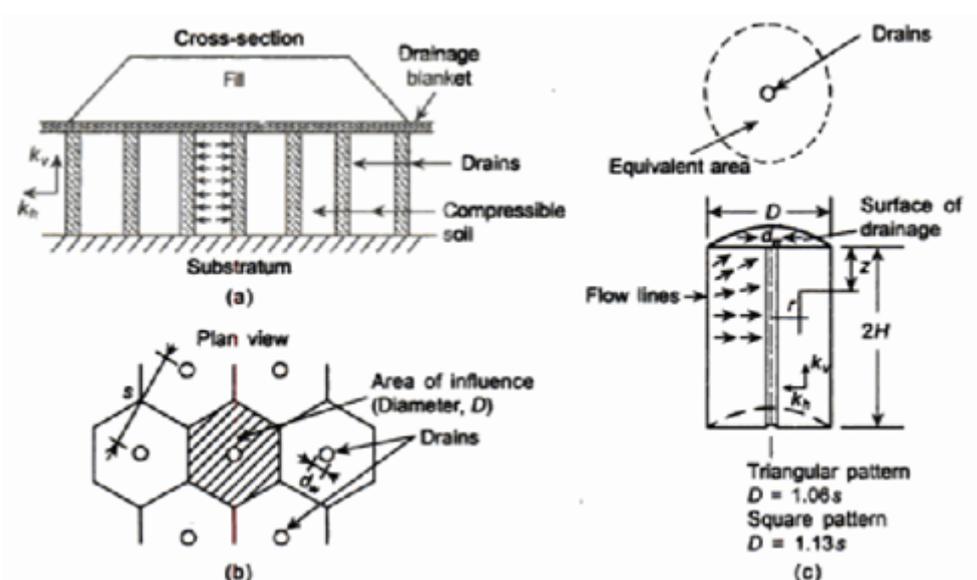


FIGURE 2.12: Maillage et caractéristiques des colonnes.

Le cylindre équivalent résultant d'un sol composite avec un diamètre (D_e) entourant le sol tributaire et une seule colonne est connu sous le nom de cellule unitaire.

Rapport de remplacement (a_s) :

Pour une analyse de la stabilité du tassement, le sol composite représentant une surface chargée infiniment large peut être modélisé comme une cellule unitaire comprenant la colonne et le sol tributaire. Pour quantifier la quantité de sol remplacée par la pierre, le terme rapport de remplacement a_s est donné par : [4, 7]

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{A_s + A_g} \quad (2.2)$$

Avec :

A_s = Aire de colonne ballastée.

A_g = Aire du sol tributaire à la colonne.

A = Aire totale de cellule unitaire.

Le rapport de remplacement de surface peut également être exprimé comme suit :

$$a_s = 0.907 \left(\frac{D}{G} \right)^2 \quad (2.3)$$

Où, la constante 0.907 est en fonction du maille utilisé qui, dans ce cas, est le hexagonale couramment utilisé.

Facteur de concentration de contraintes (n) :

La concentration de contraintes se produit sur la colonne car elle est considérablement plus rigide que le sol environnant, Alors les contraintes dans les colonnes ballastées plus rigides devrait être supérieur au contraintes appliquées dans le sol environnant.

Le facteur de concentration de contrainte, due aux charges appliquées à l'extérieur, est défini comme le rapport de la contrainte moyenne dans la colonne (σ_s) et la contrainte dans le sol dans la cellule unitaire (σ_g). [7, 8]

La valeur de (n) se situe généralement entre 2,5 et 5 à la surface du sol. Le facteur de concentration de contrainte (n) augmente avec le temps de consolidation et diminue selon la longueur de la colonne.

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_g} \quad (2.4)$$

2.6.6 La capacité portante de la colonne ballastée :

Il n'y a pas de procédure théorique pour prédire l'amélioration obtenue, il est donc habituel de supposer que les charges de fondations ne sont portées que par les différentes colonnes ballastées sans contribution du sol intermédiaire car les colonnes sont plus d'environ 10 fois plus rigides que le sol environnant.

Une formule approximative pour la charge admissible q_a des colonnes est donnée par Hughes et al. (1975). [7, 5, 6]

$$q_a = K_p \left(\frac{4c + \sigma_r}{FS} \right) \quad (2.5)$$

Avec :

$$Kp = \tan^2 (45 + \varphi/2).$$

φ = Angle de frottement interne des ballast.

c = Soit une cohésion drainée (suggérée pour un petit espacement des colonnes).

σ_r = Contrainte radiale effective mesurée par un pressiomètre (mais peut utiliser $\sigma_r = 2 * c$ si les données du pressiomètre ne sont pas disponibles).

FS = Facteur de sécurité, environ 1,5 to 2.

La charge admissible P_a sur la colonne ballastée de section transversale moyenne est :

$$P_a = q_a \cdot A_c \quad (2.6)$$

Avec :

$$A_c = 0.7854 \cdot D_{col}^2 \quad (2.7)$$

2.7 Conclusion

Cette méthode a été largement utilisée car elle est le choix le plus efficace et économique dans de nombreuses situations, à condition que la répartition granulométrique des sols à améliorer se situe dans la gamme de cette technique.

Les colonnes ballastées sont réalisées pour traiter les problèmes de tassement des couches compressibles par :

1. la densification des sols in situ.
2. l'augmentation des pressions latérales in situ.
3. le renforcement de la masse du sol avec des colonnes plus rigides.
4. Augmentation du drainage d'excès de pressions d'eau des pores causées par les tremblements de terre des sols in situ.

Les colonnes ballastées constituent une bonne technique d'amélioration des sols en place car elle a connu un grand développement lié aux performances et aux procédés de réalisation, ce qui facilite les travaux sur site.

Le rendement élevé des colonnes ballastées est bien adapté aux traitements anti-liquéfaction des sols en apportant des effets combinés de drainage et d'amélioration de la résistance au cisaillement du sol renforcé.

Chapitre 03 :

La performance des fondations sur
divers sols stabilisés par la méthode de
vibro-compactage

Chapitre 3

La performance des fondations sur divers sols stabilisés par la méthode de vibro-compactage

3.1 Introduction :

L'amélioration des dépôts de sols mous ou lâches par la technique vibratoire est devenue une méthode bien établie. Les sables lâches ou moyennement denses peuvent être compactés avec des vibrateurs cylindriques élancés (méthode de vibro-compactage). Les sols cohérents ou organiques peuvent être améliorés par déplacement partiel ou remplacement par des matériaux granulaires sélectionnés mise en place par vibration (méthode vibro-remplacement). La profondeur de compactage peut atteindre 30 m.

Dans ce chapitre, on va décrire à l'aide de la méthode de Baumann et Bauer (1974) la méthode de construction des colonnes de compactage et des colonnes Ballastées. La méthode d'évaluation du tassement du sol traité dans des conditions de charge données est présentée. L'applicabilité et les limites du processus sont décrites aussi.

Deux cas sont discutés et ils ont été choisis pour leurs différents degrés de difficultés rencontrés dans le sol et parce que les exigences en terme de tassement a de la fondation étaient très strictes.

La méthode a été inventée en Allemagne il y a environ 40 ans. D'autres développements ont été menés séparément en Allemagne et aux États-Unis.

3.2 Equipement :

La machinerie utilisée pour le compactage vibratoire en profondeur des sols comprend en général trois parties : le vibrateur, les tubes d'extension et une grue de support. Le vibrateur est un corps cylindrique creux de 30 à 35 cm de diamètre et 5 m de longueur, avec une marge d'élasticité pour d'autres grands diamètres.

Les poids excentriques sont situés à la partie inférieure du cylindre. Ils sont entraînés par un moteur électrique ou hydraulique à une vitesse allant jusqu'à 3600 tours par minute. Un vibrateur, illustré à la figure 3.1, pèse environ 20kn (2 tonnes).



FIGURE 3.1: Deux vibreurs couplés ensemble

La figure 3.2 montre une section à travers le périphérique. La machine se compose de deux compartiments, le compartiment supérieur contient le moteur électrique 380 ou 550 V a.c ou le moteur hydraulique. Le moteur entraîne les poids excentriques situés dans le compartiment inférieur. On génère une force centrifuge de 160 KN qui provoque un mouvement maximal de la pointe d'environ 4,0 cm.

Les tubes d'extension ont un diamètre légèrement plus petit que le vibreur et sont attachés au vibreur. Tous les câbles électriques ou les tuyaux hydrauliques et les tuyaux d'eau sont raccordés au tube le plus haut. Le nombre d'extensions dépend de la profondeur à laquelle le compactage est requis.

L'assemblage des tubes d'extension et le vibreur peut être supporté à partir de grues ou de pièces détachées appropriées. Pour les profondeurs de compactage peu profond ne dépassant pas 3m, on utilise des vibreurs de surface géants qui pèsent jusqu'à 200kn (20 tonnes). Des roches d'environ 50 cm de diamètre peuvent être vibrées dans le dépôt naturel pour former Un squelette qui peut prendre jusqu'à 60% du volume initial du sol.

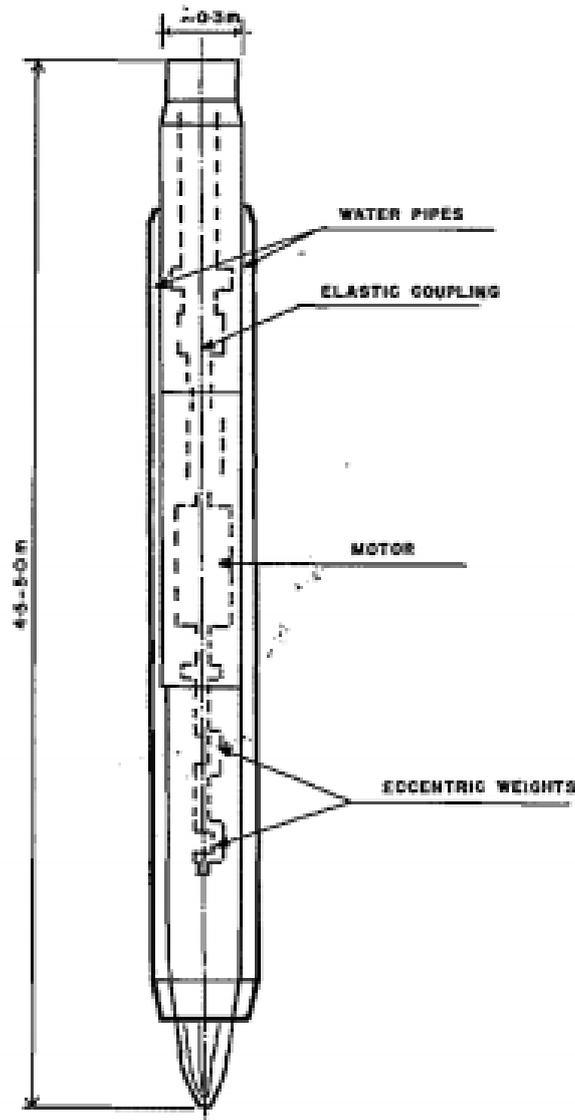


FIGURE 3.2: Section transversale du vibreur.

3.3 Considérations théoriques :

Dans l'ingénierie de la fondation, deux problèmes principaux se posent, d'une part, la détermination de la capacité admissible du sol support, et d'autre part, l'estimation du tassement des fondations dans des conditions de chargement données. Dans les dépôts granulaires lâches ou dans les sols doux et cohésifs, le critère de tassement régit généralement. Par conséquent, le problème se réduit dans le calcul du tassement et en même temps garantissant un facteur de sécurité adéquat contre une défaillance de la capacité portante.

Peck et al. (1953) ont proposé deux tableaux pour les matériaux moins cohésifs. Ces deux tableaux peuvent nous aider à décider si le sol est bon ou non. En connaissant le frottement du sol ou le nombre de coup N du test de pénétration standard (SPT). Une approche similaire est donnée par le code de construction allemand, DIN 1054 (1969). Les deux critères, la capacité portante et le tassement ont été considérés. Melzer et Zweck (1971) ont publié plusieurs graphiques pour déterminer le module de déformation du sol par rapport au nombre de coups statiques et dynamiques du test de pénétration.

Le calcul de la capacité portante des colonnes ballastées dans un sol cohésif repose sur le concept d'un sol composite composé d'argile et des matériaux d'apport "le ballaste", dans lequel la charge de la structure au-dessus du sol est concentrée sur les colonnes. La capacité portante dépend des paramètres de résistance du matériau compacté et du diamètre de la colonne, ainsi que des propriétés de déformation latérale du sol cohésif.

Il est plus difficile de prédire le comportement du tassement des colonnes ballastées à court et à long terme dans les sols mous ou argileux. Le tassement total ou la compression totale de la couche du sol chargé se compose du tassement immédiat, S_1 , pour lequel aucun changement de volume de la colonne n'est supposé, et le tassement de consolidation, S_2 .

3.4 Tassement immédiat : :

Une base rigide exercera une intensité de charge moyenne P_0 sur le matériau sous-jacent. Une partie de la charge imposée sera portée par la colonne de compactage et l'autre partie par le sol non amélioré, de sorte que [10] :

$$P_0 A = P_c A_c + P_s A_s \quad (3.1)$$

Avec :

P_0 : Intensité de charge moyenne.

A : Zone de base par colonne de compactage.

P_c : Résistance au roulement sur colonne de compactage.

A_c : Zone de colonne de compactage.

P_s : La charge portante sur le sol non traité.

A_s : Zone du sol non traité.

Le tassement de la colonne, S_c , et le tassement des sols non traités, S_s , doivent être égaux pour une base rigide. Donc :

$$S_c = S_s \quad (3.2)$$

La charge exercée par le compactage entraînera une augmentation de la pression latérale dans le sol, qui est

$$\Delta\sigma_s = P_s K_s \quad (3.3)$$

K_s est le coefficient de pression de la terre et qui dépend du coefficient du repos et passif. L'augmentation de pression latérale dans la colonne ballastée est donnée par :

$$\Delta\sigma_c = P_c K_c \quad (3.4)$$

K_c varie entre deux valeurs et dépend essentiellement du coefficient de pression actif et au repos. La déformation latérale de la colonne ballastée est due à la différence de pression donnée dans les équations (3.3) et (3.4), donc :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_c - \Delta\sigma_s \quad (3.5)$$

En supposant un module de déformation constant de la colonne ballastée en ce qui concerne l'étendue profonde et horizontale

$$E_c = E_v = E_h = Constant$$

Le module de déformation E peut être calculé en fonction des essais de chargement des colonnes et de l'application de la solution d'une colonne rigide agissant sur un milieu élastique semi-infini (Timoshenko et Goodier 1951); ou est supposée baser sur l'expérience. Les tests triaxiaux ou oedométriques de laboratoire peuvent également être utiles pour fournir ces données.

$$E = \frac{P(1 - \mu^2)}{d\delta} \quad (3.6)$$

Avec :

P : Charge totale sur la colonne.

D : Diamètre de la colonne.

μ : Coefficient de poisson.

δ : Tassement de la colonne.

Si la colonne est flexible, la solution est de la même forme, mais E est calculée en utilisant une déviation moyenne de la colonne qui devrait être augmentée de 8% (Timoshenko et Goodier 1951). La déformation radiale de la colonne peut être calculée par :

$$\Delta_r = \frac{\Delta\sigma}{E_c} r_0 \ln \frac{a}{r_0} \quad (3.7)$$

Tq :

$$a = \left(\frac{A}{\pi}\right)^{1/2}$$

Avec :

Δ_r : Charge totale sur la colonne.

r_0 : Diamètre de la colonne.

A : zone de base attribuée par point de compactage.

Par conséquent, le règlement ou le raccourcissement de la colonne est donné en conséquence par :

$$S_c = 2 \frac{\Delta\sigma}{E_c} D \ln \frac{a}{r_0} \quad (3.8)$$

Dans l'équation (3.8), la dérivation de second ordre a été négligée et D est la profondeur à laquelle la colonne a été compactée. Le tassement immédiat du sol non traité est :

$$S_s = \frac{D}{E_s} P_s \quad (3.9)$$

En utilisant les équations (3.2), (3.7) et (3.8), la relation suivante peut être établie :

$$2 \frac{\Delta\sigma}{E_c} D \ln \frac{a}{r_0} = \frac{D}{E_s} P_s \quad (3.10)$$

Et en utilisant l'équation (3.5) la relation ci-dessus peut être exprimée après la réorganisation des termes :

$$2 \frac{P_c}{E_c} K_c \ln \frac{a}{r_0} - 2 \frac{P_s}{E_s} P_s \ln \frac{a}{r_0} = \frac{P_s}{E_b} \quad (3.11)$$

Où :

$$\frac{P_c}{P_s} = \frac{(1 + 2\frac{E_s}{E_c})K_s \ln \frac{a}{r_0}}{(2\frac{E_s}{E_c})K_c \ln \frac{a}{r_0}} \quad (3.12)$$

L'équation (3.12) donne le rapport de, P_c à P_s , la distance entre les colonnes est connue ainsi que le diamètre de la colonne. Les coefficients de pression de la terre K_c et K_s ont très peu d'influence sur le rapport P_c/P_s et peuvent être supposés en toute confiance. Les modules de déformation E_c et E_s doivent être déterminés à partir d'enquêtes sur le terrain ou en laboratoire.

En utilisant l'équation (3.1) la relation de P_c/P_0 ou P_s/P_0 peut être calculée. Le règlement immédiat S_1 est obtenu à partir de l'équation (3.9).

3.5 Conclusion :

Le vibro-compactation et le concept de vibro-remplacement peuvent être utilisés pour fournir une base économique et sûre pour que les structures se fondent sur des sols marginaux. Le processus a été jugé fiable depuis près de 40 ans.

Les limites d'applicabilité du processus de stabilisation aux sols granulaires et cohésifs ont été données dans la figure 3. Jusqu'à présent, l'expérience avec la méthode vibro-remplacement dans les sols cohésifs est limitée aux argiles ayant des sensibilités inférieures à cinq. Les deux exemples décrits dans cet article ont été choisis en raison des différents degrés de difficultés rencontrés dans le sous-sol ou parce que les spécifications de règlement ont imposé des limites très strictes à la performance de la fondation.

Dans les sols cohérents, le degré d'interaction des colonnes de pierre granulaire avec le sol environnant ne peut être déduit à partir de la quantité de rembourrage ajouté, des tests de chargement à grande échelle, de l'observation de l'expérience acquise au cours de plusieurs décennies. Une solution mathématique générale applicable pour relier la résistance au cisaillement du sol non traité à la capacité de support du sol amélioré est nécessaire. La recherche devrait donc être dirigée vers ce domaine.

L'économie réalisée à partir de l'application de la méthode de vibro-compactage à des sables denses et denses est due au fait qu'une augmentation marquée de la capacité de support du sol est obtenue et la réalisation d'une réaction au sol assez uniforme. Les exigences de règlement de seulement quelques millimètres peuvent être satisfaites. Les sommets sur le grade peuvent être utilisés à la place d'un système de fondation profond.

Conclusion Générale

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 géo-mécaniques. Parmi ces techniques : Les colonnes ballastées connues pour leur aptitude à la déformation de façon considérable sous l'action d'un chargement.

L'amélioration de sols par colonnes ballastées est une technique de fondation particulièrement bien adaptée aux zones sismiques car elles offrent au sol d'assise une certaine souplesse, d'une part, et éliminent le risque de liquéfaction des sols d'autre part.

L'effet stabilisateur repose sur la résistance au cisaillement des colonnes ballastées, qui reprennent une grande partie des surcharges que du poids propre du sol, aussi sur leur aptitude à dissiper instantanément ; du moins dans leur environnement immédiat ; les pressions interstitielles, ce qui maintient la capacité portante de la colonne ballastée en conservant l'étreinte latérale et empêche la migration de fines dans les vides intérieurs de la colonne.

Le renforcement par colonnes de ballastes permet d'atteindre généralement les buts suivants :

- l'augmentation de la capacité portante.
- la réduction du tassement.
- l'accélération de la consolidation.
- l'élimination du risque de liquéfaction.

Le développement de la technique des colonnes ballastées 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.

Bibliographie

- [1] R. W. Boulanger I. M. IDRIS. *Soil liquefaction during earthquakes*. Second monograph series, Engineering monographs on miscellaneous earthquake engineering topics, MNO-12. Earthquake engineering research institute (EERI), 2008. ISBN : 978-1-932884-36-4.
- [2] S. L. KRAMER. *Geotechnical earthquake engineering*. 1st. International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. Prentice Hall Upper Saddle River, New Jersey, 1996. ISBN : 0-13-374943-6.
- [3] K. KUMAR. *Basic geotechnical earthquake engineering*. New age international, 2008. ISBN : 978-81-224-2620-5.
- [4] I. ZIGHMI. « Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées ». Mém.de mast. Université Mouloud Maameri de Tizi Ouzou, 2011.
- [5] French STANDARD. « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement ». In : *Revue Francaise de Géotechnique* 111 (2005), p. 3–16.
- [6] AFNOR DTU. « 13.2 (1992) ». In : *Foundations Profondes pour le Bâtiment* (), p. 11–212.
- [7] S. PATHARIYA. « Stone column: theory applications ». Mém.de mast. Dharmsinh Desai University, India, 2010.
- [8] H.J PRIEBE. « The design of vibro replacement ». In : *Ground engineering* 28.10 (1995), p. 31.
- [9] A. MANTELIER. « Etude et conduite de travaux en renforcement de sol ». Mém.de mast. Ecole d'ingénieurs de l'Université Grenoble Alpes (UGA), 2010.
- [10] G.E.A.BAUER V.BAUMANN. « The performance of foundations on various soils stabilized by the vibro-compaction method ». In : (1974).