



LIQUEFACTION DES SOLS

Description, Méthodes D'évaluation, Traitement, Poste liquéfaction

Mohamed MEKERBI

Ismail BENABDERRAHMANE

Encadré par Pr BENOUAR

10/11/2009



La liquéfaction est un phénomène induite par le séisme a fait d'énormes dégâts aux bâtiments, levées de terre et les ouvrages de soutènement. Depuis tremblements de terre d'Alaska et Niigata 1964, de nombreuses recherches ont identifié un certain nombre de facteurs critiques de l'excitation sismique qui influent sur la liquéfaction de sable. Il s'agit notamment de l'intensité du séisme, la profondeur du dépôt de sable, les propriétés du sable..., Le développement des méthodes fiables de prédiction du potentiel de liquéfaction doit tenir compte de ces divers facteurs.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I.	2
LE PHENOMENE DE LA LIQUEFACTION.....	2
1. DESCRIPTION DU PHENOMENE	2
2. EXPLICATION DU PHENOMENE.....	2
3. EFFETS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION.....	3
4. EVALUATION DE LA SUSCEPTIBILITE A LA LIQUEFACTION D'UN SOL.....	6
4.1 Critères historiques.....	6
4.2 Critères géologiques	6
4.3 Critères compositionnels	7
4.4 Critères d'état de sol	7
Chapitre II.	8
EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION A PARTIR DES ESSAIS IN SITU.....	8
INTRODUCTION	8
1. EVALUATION DU RAPPORT DE LA CONTRAINTE CYCLIQUE "CSR"	8
1.1 DEVELOPPEMENT DE LA RELATION DU CSR	8
2. EVALUATION DU RAPPORT DE LA RESISTANCE CYCLIQUE "CRR"	10
2.1 METHODE DE SEED 'RECONNAISSANCE AU SPT'	10
1. L'appareillage de l'essai SPT.....	11
2. Procédure de l'essai SPT.....	11
Les approches analytiques de la courbe adoptée par Seed et al (1985).....	15
2.2 METHODE GEOPHYSIQUE Méthode Géophysique (Down Hole).....	16
Appareillage de l'essai	16
Procédure de l'essai	16
La relation entre CRR et VS	17
2.3 DETERMINATION DE $K \sigma$	18
2.4 FACTEUR DE CORRECTION DE LA MAGNITUDE (MSF)	18
3. CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE (FS)	19
4. EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION.....	19
CONCLUSION.....	20
Chapitre III.	22

TECHNIQUES DE TRAITEMENT DU SOL.....	22
INTRODUCTION	22
1. Colonnes ballastées	22
1.1 Domaine d'application.....	22
1.2 Techniques de mise en œuvre.....	23
2. VIBROFLOTTATION.....	25
2.1 Domaine d'application.....	25
2.2. Principe de l'amélioration de sol par vibro-compactage	25
2.3 Objectifs de traitement par vibro-compactage :	26
2.4. Technique de mise en œuvre.....	26
2.5 Objectifs à atteindre	27
2.6. Mode opératoire	27
2.7. Limite d'utilisation	29
2.6. Inconvénients de vibroflottation	29
3. COMPACTAGE DYNAMIQUE	29
4. RENFORCEMENT PAR JET GROUTING SOILCRETE.....	31
4.1. Domaine d'application des différentes techniques d'injection	31
4.2. Les différents procédés	32
4.3 Séquences de mise en œuvre.....	33
5. TECHNIQUE DE DRAINAGE	34
Conclusion	35
Chapitre IV.	35
ANALYSE DE LA POSTE LIQUEFACTION	35
INTRODUCTION	35
1. LES APPROCHES DE LA SIMULATION DE L'ECOULEMENT D'UN SOL LIQUEFIE	36
1.1 Approches empiriques.....	36
1.2 Méthodes des éléments finis et volumes finis	37
2. EFFET DE L'ECOULEMENT SUR LES STRUCTURES.....	38
CONCLUSION	39
CONCLUSION GENERALE.....	40
BIBLIOGRAPHIE	

INTRODUCTION GENERALE

Certains sols constitués de grains fins (sables, silts) 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. On indique ainsi un processus dans lequel, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations de cisaillements alternées de grandes amplitudes, la pression de l'eau incluse dans les interstices des grains s'élève de cycle en cycle jusqu'à ce qu'elle équilibre la pression de confinement. Le milieu, perdant alors toute ou une partie de sa résistance au cisaillement, se comporte à la manière d'un fluide et devient incapable de supporter les charges verticales apportées par l'ouvrage.

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
- etc.....

On étudiera dans ce rapport le phénomène de la liquéfaction, donc pour ce faire on intéressera par les points suivants :

Dans le premier chapitre on présentera le phénomène de la liquéfaction où on verra un aperçu et des descriptions du phénomène ; dans le chapitre 2 on s'intéresse aux méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction basées sur des mesures in situ.

Dans le chapitre 3 on présentera les méthodes de stabilisation des sables vis-à-vis liquéfaction, et on terminera dans le dernier chapitre par l'analyse des effets de la poste liquéfaction

Chapitre I.

LE PHENOMENE DE LA LIQUEFACTION

1. DESCRIPTION DU PHENOMENE

La liquéfaction est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. La liquéfaction se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau ; la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle.

Avant un séisme, la pression de l'eau est relativement basse. Cependant, les secousses d'un séisme peuvent causer une augmentation considérable de la pression d'eau interstitielle jusqu'au point où les particules de sol peuvent facilement se déplacer l'une par rapport à l'autre.

2. EXPLICATION DU PHENOMENE

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité sismique). Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, Définies par :

- leur nature : sables, limons, vases
- leur cohésion : formations peu compactes
- leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau
- leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm.

La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau. Il est donc pour cela nécessaire que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux.

À l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure 1, à l'état initial, les grains sont au repos ; ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils sont en contact les uns avec les autres, permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc, ce qui a pour conséquence la montée en pression de l'eau interstitielle jusqu'à égaler les contraintes totales. Les contacts entre les grains sont alors très faibles et l'ensemble se comporte comme un liquide ; il y a liquéfaction du matériau.

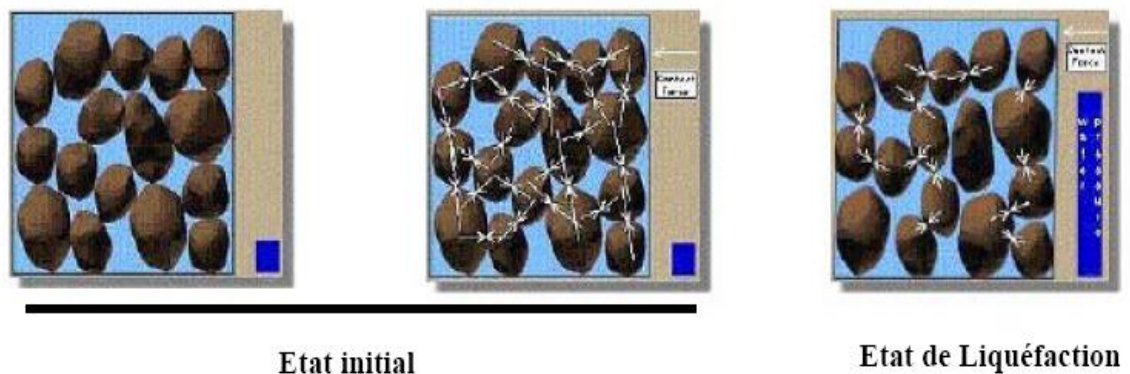


Figure 1 phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

Indic :

-  : Représente la force de contact entre les particules
 : Représente le niveau de la pression interstitielle

3. EFFETS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage (figure 2). Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer l'inclinaison ou le glissement de ces derniers (figure 3).

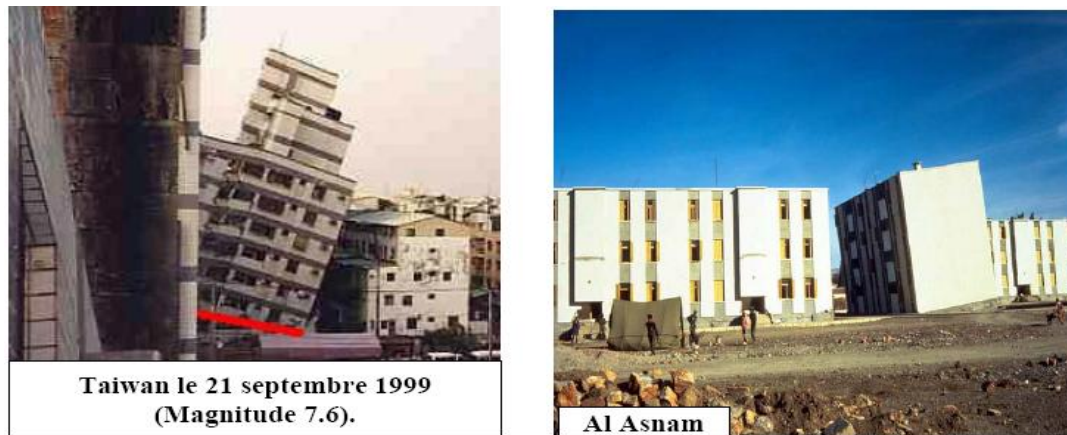


Figure 2 Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 et El Asnam en 1980



Figure 3 Inclinaison des murs de soutènement

L'augmentation de la pression de l'eau peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages. Le barrage de San Fernando (figure 4) a souffert d'un effondrement du parement amont pendant le séisme de San Fernando, 1971. Heureusement, l'effondrement à peine évité de barrage, empêchant de ce fait un désastre potentiel d'inondation des secteurs urbains fortement peuplés.



Figure 4 effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971

Durant le séisme de Niigata (1964) et de Boumerdes (2003), des ébullitions de sable et des fissures de sol ont été observées sur différents sites à Niigata et à Boumerdes (figure 5). Durant le séisme de LomaPrieta (1989) aux Etats-Unis, de nombreuses ébullitions de sable ont été observées en un certain nombre de sites à savoir l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de salinas, et la station marine de MossLanding.



Figure 5 Ebullition de sable

Aussi, il a été observé que la liquéfaction a causé le mouvement latéral des fondations du pont de Show a à Niigata (figure 6) en provoquant les effondrements des tabliers et le déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d' Isser à Boumerdes (figure 7). Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres c'est un phénomène courant. Des preuves de liquéfaction ont été observées dans les abords de l'Oued Isser (Boumerdes, 2003) et aussi lors du séisme du Japon 2001 (Bhuj). Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures parallèles au cours d'eau (figure 8). Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres.



Figure 7 Effondrement des tabliers



Figure 6 Déplacement latéral et longitudinal



Figure 8 déplacements latéraux du terrain

4. EVALUATION DE LA SUSCEPTIBILITE A LA LIQUEFACTION D'UN SOL

Il existe divers critères pour déterminer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol. Dans ce qui suit, on va citer les critères adoptés par Kramer (1996) :

4.1 Critères historiques

Les observations des tremblements de terre ont fourni beaucoup d'information sur le sujet de la susceptibilité à la liquéfaction de certains types de sols. Les sols qui se sont liquéfiés dans le passé peuvent encore le faire suite à de futurs tremblements de terre. L'étude de la susceptibilité est reliée à l'étude des tremblements de terre antérieurs. Il est attendu que l'information soit disponible sous forme de cartes sur lesquelles sont mentionnées les zones où la liquéfaction s'est produite dans le passé et/ou elle pourrait avoir lieu.

4.2 Critères géologiques

Le type de processus géologique qui a créé un dépôt de sol a une forte influence sur sa susceptibilité à la liquéfaction. Les dépôts de sols saturés qui ont été créés par sédimentation en fleuve et lacs (dépôts fluviaux et alluviaux), les dépôts de débris ou de matériel érodé (dépôts colluviaux), ou les dépôts constitués sous l'action du vent (dépôts éoliens) peuvent être très susceptibles de se liquéfier. Ces processus trient les particules sous forme de grains de tailles uniformes et les déposent dans un état lâche qui tend à se densifier une fois secoués par les tremblements de terre. La tendance pour la densification mène à la croissance de la pression interstitielle et à la décroissance de la capacité portante. Les dépôts synthétiques de sol, en particulier ceux créés par le processus du remplissage hydraulique, peuvent également être susceptibles à la liquéfaction.

4.3 Critères compositionnels

La susceptibilité à la liquéfaction dépend du type de sol. Un sol argileux, en particulier les sols sensibles, peut montrer le comportement de ramollissement de contrainte semblable à celui du sol liquéfié, mais il ne se liquéfie pas de la même manière que les sols sableux. Les sols composés de particules qui sont toutes de tailles à peu près identiques sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec un éventail de dimensions particulières. Dans le cas des sols formés de particules de différentes tailles, les petites particules ont tendance à s'infiltrer dans les vides entre les particules les plus grandes réduisant de ce fait la tendance à la densification et le développement de la pression interstitielle une fois soumis à une secousse. Le processus géologique (décrit au-dessus) produit des particules arrondies.

Le frottement entre les particules angulaires est plus grand que celui entre les particules arrondies, par conséquent un dépôt de sol avec les particules angulaires est normalement plus résistant et moins susceptible à la liquéfaction.

Historiquement, les sables ont été considérés comme le seul type de sol susceptible de se liquéfier, mais aussi la liquéfaction a été également observée en gravier et limon. Le ramollissement de contrainte des sols granuleux fins peut produire des effets semblables à ceux de la liquéfaction. Les sols fins sont susceptibles à ce type de comportement s'ils satisfont les critères suivants (Wang, 1979) :

- Fraction des fines inférieurs à $0.005 \text{ mm} < 15\%$
- Limite de liquidité $LL < 35\%$
- Teneur en eau normale $> 0.9 LL$

La susceptibilité à la liquéfaction dépend également de la forme des particules. Les dépôts de sol avec des particules arrondies, usuellement trouvées dans les types de dépôts décrits dans les critères géologiques, sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec des particules angulaires.

4.4 Critères d'état de sol

L'état initial d'un sol est défini par sa densité et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide. À un niveau donné de cette contrainte, les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses. Pour une densité donnée, les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de basses contraintes effectives.

Chapitre II.

EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION A PARTIR DES ESSAIS IN SITU

INTRODUCTION

Pour évaluer le risque de la liquéfaction, Seed a prouvé en 1979 qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT, Standard Penetration Test) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines).

Seed fut le premier, en 1979, a développé une méthode d'évaluation in situ du risque de liquéfaction. Son approche repose sur une estimation du risque de liquéfaction à partir des essais réalisés (SPT). Depuis, divers auteurs ont proposé des méthodes similaires, développées sur la base des autres essais de reconnaissance, (CPT, méthodes géophysiques...etc.)

1. EVALUATION DU RAPPORT DE LA CONTRAINTE CYCLIQUE "CSR"

Seed et Idriss ont trouvé une approche très largement utilisée dans la pratique pour estimer le rapport de la contrainte cyclique pour des sables saturés d'eau. Ils ont représenté les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre simple qui est CSR (Cyclic Stress Ratio), le CSR est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche (τ_{av}) normalisé par rapport à la contrainte effective due au sol sus-jacent (σ'_v). Il est fonction de l'accélération en surface maximale (a_{max}), de la profondeur au point considéré (z), des contraintes verticales totales (σ_v) et effectives (σ'_v). (a_{max}) peut être déterminé à partir de l'histoire de l'accélérographe ou bien être estimé à partir des règlements sismique, pour une magnitude de moment $M_w = 7,5$.

1.1 DEVELOPPEMENT DE LA RELATION DU CSR

Le développement a été fait comme suit :

Une colonne de sol a une largeur et une longueur unitaires et qu'elle se déplace horizontalement comme un corps rigide sous l'effet d'un tremblement de terre ($a_{\max}$). La figure 2 montre la colonne du sol, telle que W le poids de la colonne du sol. À une profondeur donnée Z ; la force sismique horizontale peut s'exprimer par F telle que :

$$F = m.a = \left(\frac{W}{g} \right) a = \left(\frac{\gamma_t \cdot z}{g} \right) a_{\max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

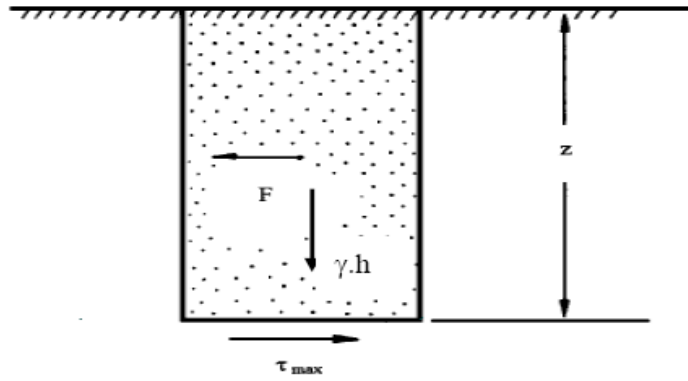


Figure 1 les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR

Comme il est montré dans la figure 2 la force horizontale maximale F égale à la force de cisaillement maximale à la base $\tau_{\max}$ alors :

$$F = \tau_{\max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

Si on divise les deux côtés de l'équation par σ'_{v0} on trouve :

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

Pour la simplification, Seed et al ont converti le diagramme qui représente la contrainte de cisaillement $\tau(t)$ due aux sollicitations sismiques en un diagramme « équivalent » de N cycles, d'amplitude constante. La contrainte de cisaillement cyclique du séisme à une profondeur considérée est exprimée comme suit :

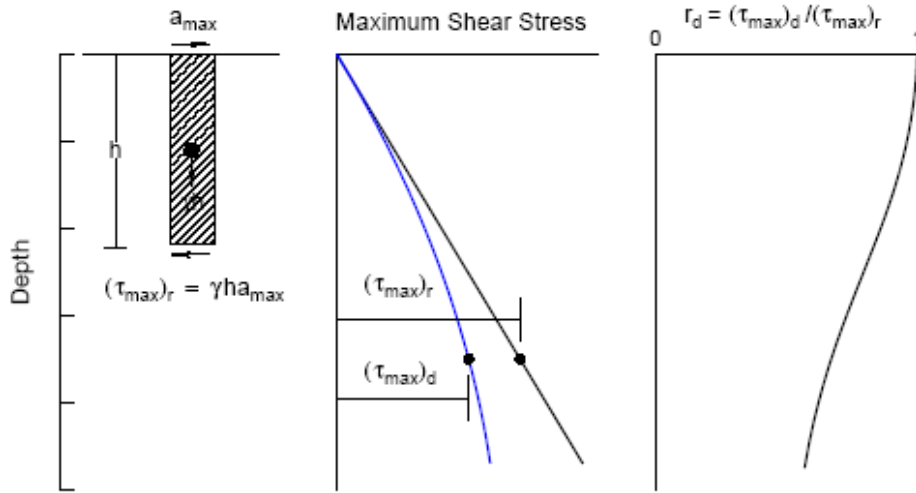
$$\tau_{cyc} = 0,65 \tau_{\max}$$

τ_{cyc} : la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique.

Seed et Idriss ont donné la formule de CSR comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_v} = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

Seed and Idriss introduced the stress reduction coefficient r_d as a parameter describing the ratio of cyclic stresses for a flexible soil column to the cyclic stresses for a rigid soil column. They obtained values of r_d for a range of earthquake ground motions and soil profiles having sand in the upper 15 m and suggested an average curve for use as a function of depth. The average curve, which was extended only to a depth of about 12 m, was intended for all earthquake magnitudes and for all profiles.



Idriss, en prolongeant le travail de Golesorkhi, exécuté plusieurs centaines d'analyses paramétriques sur le réponse des sites et conclu que, le paramètre r_d pourrait être convenablement exprimé en fonction de la profondeur et de la magnitude de séisme (M).

La relation suivante a été dérivée à partir de ces résultats :

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Ces équations sont applicable pour un profondeur $z \leq 34$ m, sinon (pour $z > 34$ m) la valeur de r_d prend la forme suivante :

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M)$$

2. EVALUATION DU RAPPORT DE LA RESISTANCE CYCLIQUE "CRR"

2.1 METHODE DE SEED 'RECONNAISSANCE AU SPT'

Les premières études visant à classer et quantifier les sols en fonction de leurs sensibilités à la liquéfaction ont été faites par H.B. Seed. Ce dernier a développé une méthode reposant sur les résultats acquis au SPT (1979) sur plusieurs sites où la liquéfaction est apparue. La banque des données ainsi constituée a permis de déterminer un critère de liquéfaction en fonction de la nature du sol (plus exactement de sa teneur en fines), de sa résistance au SPT et de l'intensité de la sollicitation CSR.

1. L'appareillage de l'essai SPT

Il est montré dans la figure suivante :

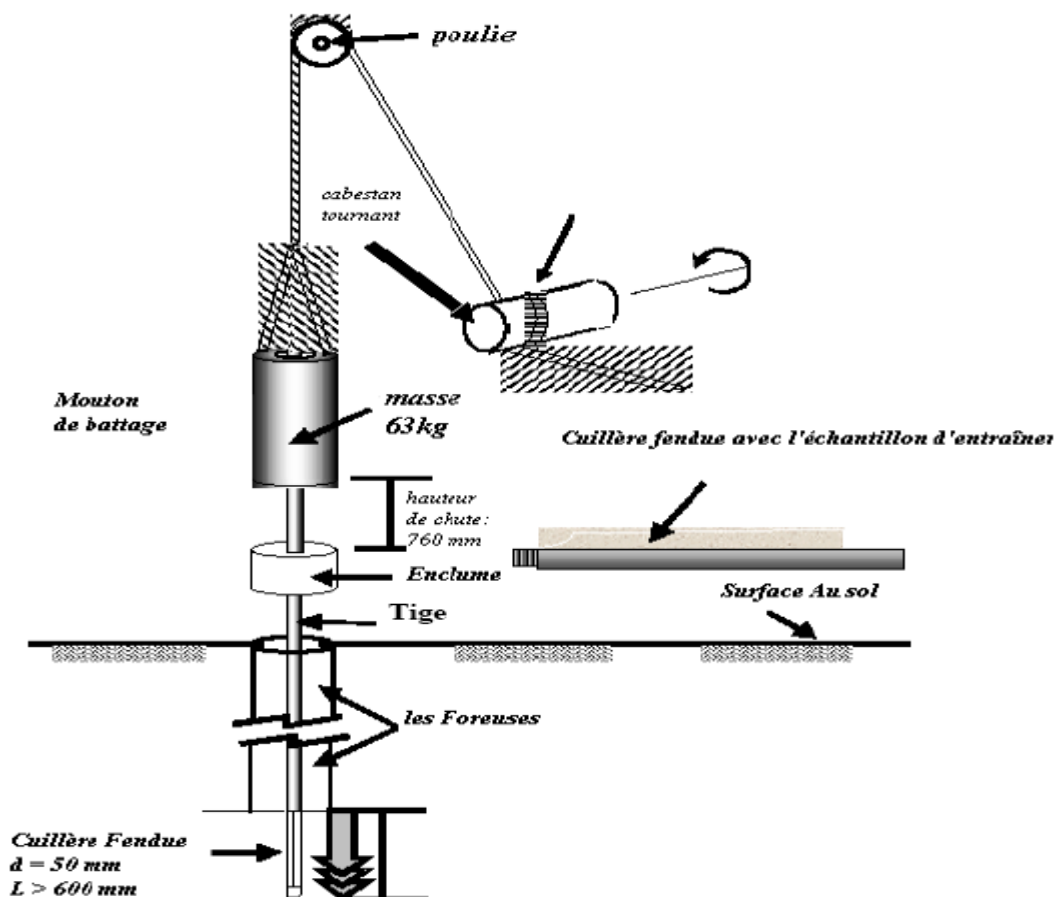


Figure 2l'équipement de l'essai SPT

2. Procédure de l'essai SPT

La méthode d'essai Standard Pénétration Test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5 kg à une hauteur de 760 millimètres pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 150 millimètre); Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incrément (150 millimètre).

L'incrément 150 millimètre initial est considéré comme une commande d'allocation des places. Les coups exigés pour le deuxième et le troisième incréments 150 millimètre sont montés pour fournir des coups de 300 millimètres. Ce total est mentionné comme le nombre des coups "N" de SPT. Des comptes de coup pris pour chaque intervalle de 150 millimètre devraient être enregistrés, même pour l'incrément d'allocation des places. En plus, tout le rétablissement de sol pendant la commande 450 millimètre ne devrait être enregistrée.

L'essai SPT présente quelques conditions :

- On ne devrait pas compter le SPT dans les sols contenant les gravillons, les galets, ou les rochers, parce que l'échantillonneur peut devenir obstrué, ayant pour résultat des valeurs de N très élevés.
- L'essai également n'a pas de signification dans le doux et les argiles sensibles (Kulhawy et Mayne, 1990).
- N est toujours enregistré comme nombre entier.

3. Exploitation des résultats

L'essai SPT nous permet de déterminer la valeur de N qui représente la compacité du sol et qu'elle introduite dans les formules de calcul du coefficient CRR ;

À une profondeur H donnée, le carottier est enfoncé sur 45 cm :

- N1 de H à H+15 cm
- N2 de H+15 cm à H+30 cm
- N3 de H+30 cm à H+45 cm

Le nombre de coup est $N = N2 + N3$

L'essai a été fait par les américains et les japonais alors tous les paramètres de calcul sont en fonction des conditions des régions américaines et japonaises et du type du matériels utilisés au cours de l'essai, c'est pour cela qu'on doit faire des corrections sur la valeur de N pour que les résultats soient compatibles avec les résultats trouvés par les américains et les japonais.

En effet, Black a proposé la formule suivante :

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

Telle que :

N : le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT ;

C_N : est la correction de la contrainte de sols sus-jacents ;

C_E : est la correction du taux d'énergie de la masse ;

C_B : est la correction du diamètre du forage ;

C_R : est la correction de la longueur du train de tiges ;

C_S : est la correction du carottier avec ou sans revêtement ;

$(N_1)_{60}$: 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage ;

FACTEUR	EQUIPEMENT VARIABLE	TERME	LA CORRECTION
Contrainte effective	/	C_N	$(P_a / \sigma'_v)^{0,5}$ $C_N \leq 1,7$
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique Mouton de sûreté Mouton de battage type automatique	C_E	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1,0 1,05 1,15
Longueur de la tige	< 3 m 3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 10 à 30	C_R	0,75 0,8 0,85 0,95 1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard Echantillon sans recouvrement	C_S	1,0 1,1 à 1,3

Table 1 corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par

Les points ainsi collectés après l'essai dans plusieurs zones où la liquéfaction est apparue, sont placés sur un graphique où Seed fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5,15 et 35 % de fines (on entend par fines, les matériaux qui ont un diamètre inférieur à 76 μm). Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est à dire corrigées en fonction du type d'appareil employé

pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5.

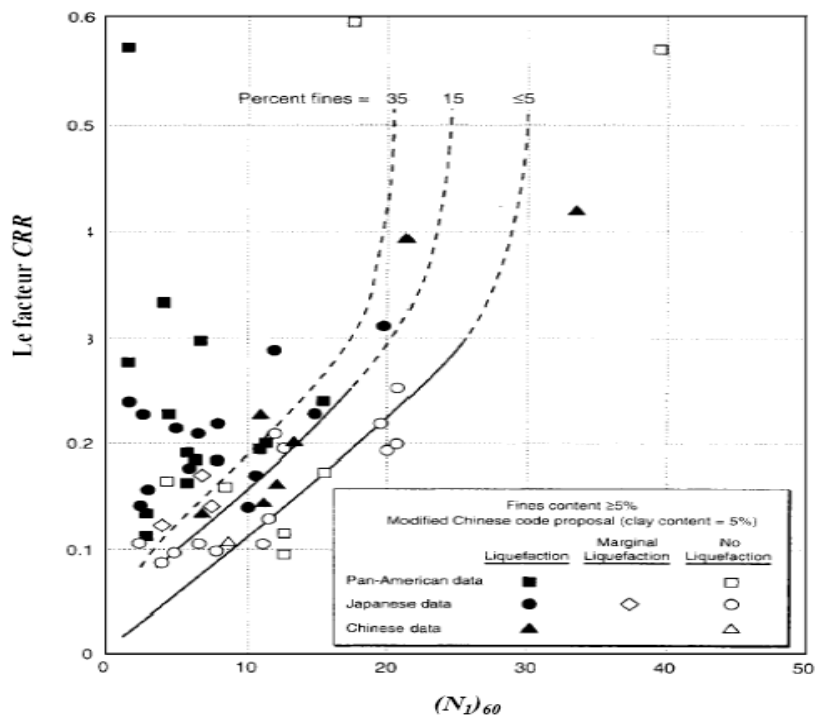


Table 2 Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir des données SPT

La courbe de référence est choisie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines. Deux méthodes existent pour effectuer une telle correction : L'une est proposée par Stark et Olsen (1995), l'autre par Seed et Idriss (1997).

- La méthode de Stark et Olsen consiste à calculer un incrément de résistance à apporter à la mesure au SPT :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

L'incrément de résistance dépend de la teneur en fines. On peut se reporter à un graphique pour obtenir la valeur de cet incrément ou, traduit de façon analytique, le calculer de la façon suivante :

$FC (\%)$	$\Delta(N1)_{60}$
$FC \leq 5 \%$	0
$5 \% \leq FC \leq 35 \%$	$0,24 \cdot (FC - 5)$
$FC \geq 35 \%$	7,2

Table 3 Facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Stark et Olsen)

Plus récemment, Seed et Idriss ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research) qui s'est tenu à Salt Lake City en Janvier 1996. Cette correction à apporter sur le (N1)60 est la suivante :

$$(N1)_{60cs} = \alpha + \beta (N1)_{60}$$

Les valeurs de α et β sont données dans le tableau suivant :

$FC (\%)$	α	β
$FC \leq 5 \%$	0	1,0
$5 \% \leq FC \leq 35 \%$	$\exp. [1,76 - (190 / FC^2)]$	$[0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$
$FC \geq 35 \%$	5,0	1,2

Table 4 facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Seed et Idriss, 1997)

Les approches analytiques de la courbe adoptée par Seed et al (1985)**a) Approche de Blake**

Une formule analytique est proposée par Blake (1997) pour la courbe de référence $CRR_{7,5}$ (Voir courbe correspondant à $FC \leq 5\%$ en figure 3) ; elle s'écrit sous la forme suivante:

$$CRR_{7,5} = \left(\frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + f.x^3 + hx^4} \right)$$

Avec :

$$x = (N1)_{60cs};$$

$$a = 0,048 ;$$

$$b = -0,1248 ;$$

$$c = -0,004721 ;$$

$$d = 0,009578 ;$$

$$e = 0,0006136 ;$$

$$f = -0,0003285 ;$$

$$g = -1,673.10^{-5} ;$$

$$h = 3,714.10^{-6} ;$$

N.B : Cette expression est valable pour des valeurs de $(N1)_{60cs}$ inférieures à 30. Dans le cas contraire, on fixe $CRR_{7,5}$ à 1,2. De même, pour des valeurs de $(N1)_{60cs}$ inférieures à 3, la formule n'est plus valable ; elle est remplacée par une courbe coupant l'axe des ordonnées en 0,05 (voir figure 3). Ce dernier point a été précisé par acceptation générale de la part des participants au groupe de travail de NCEER (1996).

b) Approche de RAUCH

À l'université de Texas A.F. Rauch (1998) a pu faire une approche de la courbe obtenue par Seed et al 1985 à la formule suivante :

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

NB : Cette équation reste valable pour $(N1)_{60} < 30$. Pour $(N1)_{60} \geq 30$ on admet directement que le sol est non liquéfiable.

2.2 METHODE GEOPHYSIQUE Méthode Géophysique (Down Hole)

Cette méthode est basée sur l'évaluation de la vitesse des ondes sismique V_S à partir de l'essai Down Hole. Dans lequel la valeur de la vitesse V_S est introduite dans les formules de détermination du rapport de la résistance au cisaillement CRR.

Les avantages pour l'utilisation de V_S dans l'évaluation du risque de liquéfaction sont :

- Les mesures peuvent être réalisées sur des sols durs comme le gravier pour le quelles essais à pénétromètres ne sont pas fiables.
- Des mesures peuvent être réalisées sur de petits échantillons au laboratoire permettant ainsi une comparaison directe avec des mesures in situ.
- V_S est une propriété mécanique fondamentale d'un sol qui est directement liée au module de cisaillement en petites déformations par : $G_{\max} = \rho V_S^2$.
- $G_{\max}$ ou bien V_S^2 , en revanche, sont des propriétés nécessaires pour analyser le comportement dynamique d'un sol en réponse à un séisme ou pour analyser l'interaction sol – structure.

Appareillage de l'essai : Il est montré dans la figure suivante :

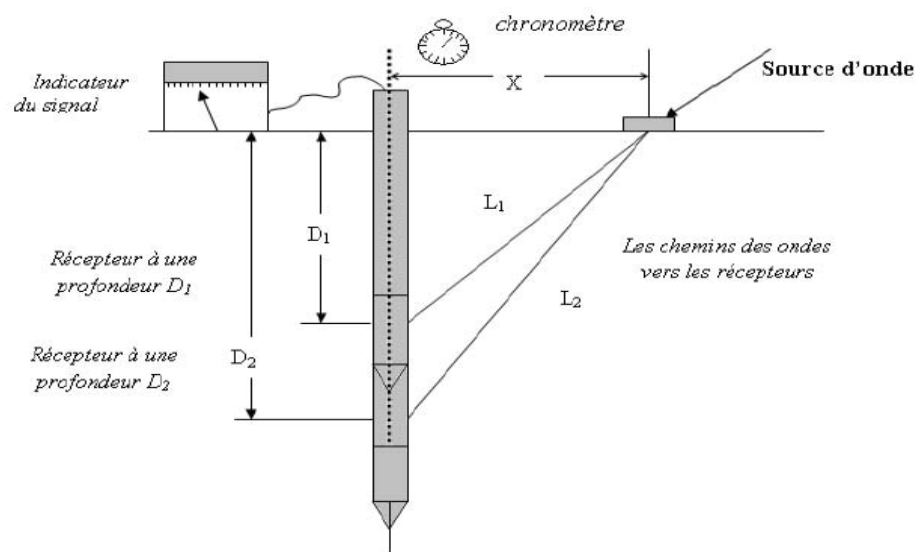


Figure 3 l'équipement de l'essai Down Hole

Procédure de l'essai

L'essai Down Hole est réalisé dans un trou de sondage carotté, préalablement tubé en P.V.C, de diamètre intérieur égal à 800 mm et cimenté à l'extérieur pour assurer un bon contact du sol – tubage .L'émission du signal a eu lieu à une surface à proximité du trou de sondage, cette surface est une plaque qu'elle peut être en métal ou autre chose, l'essentiel c'est de transmettre le choc vers le sol à partir d'une masse qui tombe verticalement sur la plaque et qui remplace l'effet sismique, le jet de la masse sur la plaque fait une onde dans le sol, la réception dans l'appareil se fait à l'aide des récepteurs qui se trouvent à des profondeurs données.

À partir du capteur de signal on peut savoir l'instant où le choc est arrivé au récepteur, et on doit mesurer le temps (t) à l'aide d'un chronomètre, et par une simple relation entre le temps (t) est la longueur L on peut déterminer la vitesse des ondes.

La relation entre CRR et Vs

Il existe plusieurs formules reliant le rapport de la résistance cyclique CRR avec la vitesse des ondes sismique V_s (Tokimatsu et Uchida (1990), Robertson et al. (1992), Andrus et Stokoe (1997)...etc).

la formule la plus récente proposée par Andrus et Stokoe (1997) ; cette relation a été présentée dans le workshop NCEER en 1996. Ils ont construit des courbes pour des sols non cimentés, avec différents pourcentages de fines. Ces courbes sont basées sur une relation modifiée entre V_{s1} et CRR pour des déformations en cisaillement cyclique proposée par Dobry. L'équation modifiée est de la forme :

$$CRR = \left\{ a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\}$$

Avec :

- V_{s1} : correction de la valeur de V_s adopté par l'essai Down Hole pour tenir compte de la contrainte des sols sus-jacents, pour ce la Robertson et al ont proposé la formule suivante :

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma_v} \right)^{0,25}$$

Telle que :

- P_a : la pression atmosphérique ($P_a = 1\text{atm} = 100\text{ KPa}$).
- σ'_v : la contrainte effective.
- a, b : paramètres d'ajustement de courbe ($a = 0,022$; $b = 2,8$)
- V_{S1}^* : limite supérieure de V_{S1} pour que la liquéfaction se produise

Telle que :

$$\begin{cases} V_{S1}^* = 215 \text{ m/s} & \text{pour } FC \leq 5 \% \\ V_{S1}^* = 215 - 0,5(FC-5) \text{ m/s} & \text{pour } 5 \% < FC < 35\% \\ V_{S1}^* = 200 \text{ m/s} & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases}$$

2.3 DETERMINATION DE K_σ

On calcule K_σ pour tenir compte de la valeur de la contrainte effective du sol sus-jacent, il est donné par la formule suivante :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{f-1}$$

Telle que :

f : dépend de la densité relative (D_r).

$f = 0.7 - 0.8$ pour une densité relative entre 40% et 60%.

$f = 0.6 - 0.7$ pour une densité relative entre 60% et 80%.

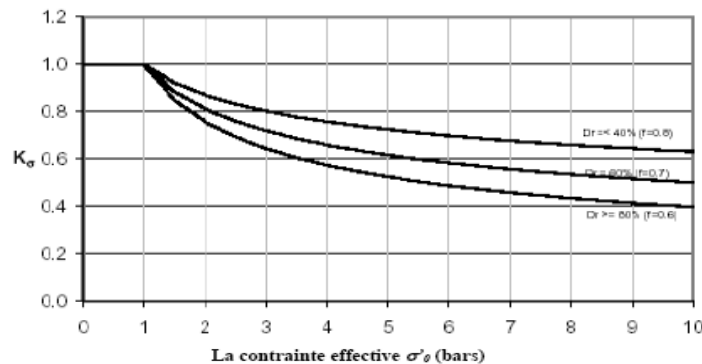


Figure 4facteur de correction K_σ (Youd et al., 2001)

2.4 FACTEUR DE CORRECTION DE LA MAGNITUDE (MSF)

La magnitude du moment dû au tremblement de terre influence la durée de la secousse, et augmente ainsi significativement le nombre de cycles de contraintes. Avec un plus grand nombre de cycles, le sol éprouvera une résistance à la liquéfaction plus faible. L'amplitude de référence pour l'analyse basée sur l'approche par contraintes cycliques est de 7,5 initialement. Alors on doit avoir une correction

pour la valeur de la magnitude M_w , cette correction représentée par la formule du facteur de correction de la magnitude MSF telle que :

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7,5} \right)^n$$

Avec :

n : constante égale à (-2,56)

M_w : la magnitude du séisme

la gamme des ces facteurs déterminés à partir de diverses études. Les facteurs de correction de la magnitude recommandés par le workshop NCEER(1997) étaient entre la limite inférieure des courbes d'Arango (1996) et les courbes d'Andrus et Stokoe (1997). Les facteurs d'Idriss (1999) correspondent bien avec les recommandations de NCEER pour des profondeurs entre 8 et 16m.

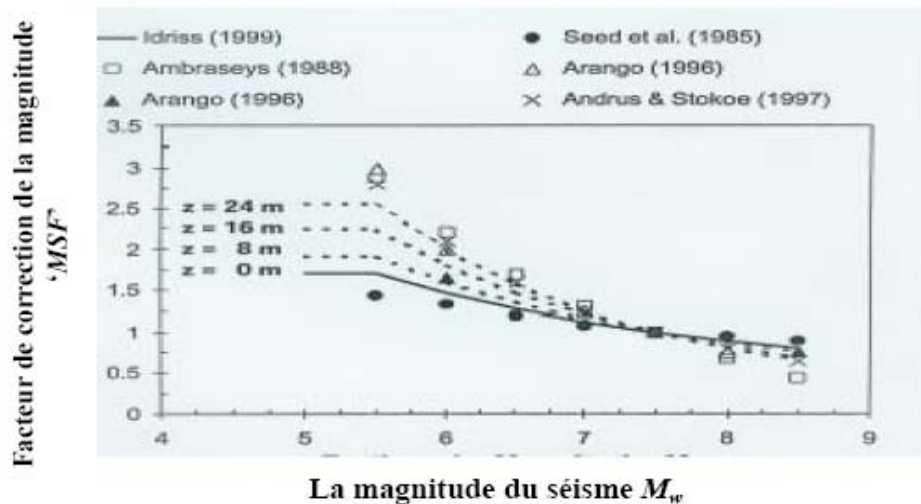


Figure 5 variations du MSF avec la magnitude du séisme (Mayne et al 1999)

3. CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE (FS)

Cette étape concerne la détermination du facteur de sécurité FS, si le rapport de la contrainte cyclique CSR est plus grand que le rapport de la contrainte de résistance cyclique CRR, alors la liquéfaction pourrait se produire pendant le tremblement de terre, et vice versa. Le facteur de sécurité (FS) est défini comme suit :

$$FS = \frac{CRR}{CSR} MSF K_\sigma$$

Plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction. Cependant, le sol qui a un facteur de sécurité égal à 1.0 peut subir une liquéfaction pendant un tremblement de terre. Par exemple, si une couche inférieure liquéfie,

alors l'écoulement ascendant de l'eau pourrait induire la liquéfaction de la couche qui a un facteur de sécurité égale à 1.0.

4. EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION

Après avoir déterminé le facteur de sécurité F_S on va calculer le potentiel de la liquéfaction pour tout le site par la relation suivante :

$$P_L = \int_0^{20} (10 - 0,5 Z) \cdot F_L dz = \sum_{i=1}^N (10 - 0,5 Z_i) \cdot F_{L_i} \cdot (H_{i+1} - H_i)$$

Telle que :

$$\begin{array}{lll} F_L = 1 - F_S & \text{Si} & F_S < 1 \\ F_L = 0 & \text{Si} & F_S > 1 \end{array}$$

Cette valeur de P_L est pour un seul sondage, pour obtenir le potentiel de la liquéfaction de tout le site on calcule la moyenne entre tous les sondages telle que :

$$P_{L \text{ MOY}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_L}{N}$$

On distingue quatre cas pour le potentiel de la liquéfaction :

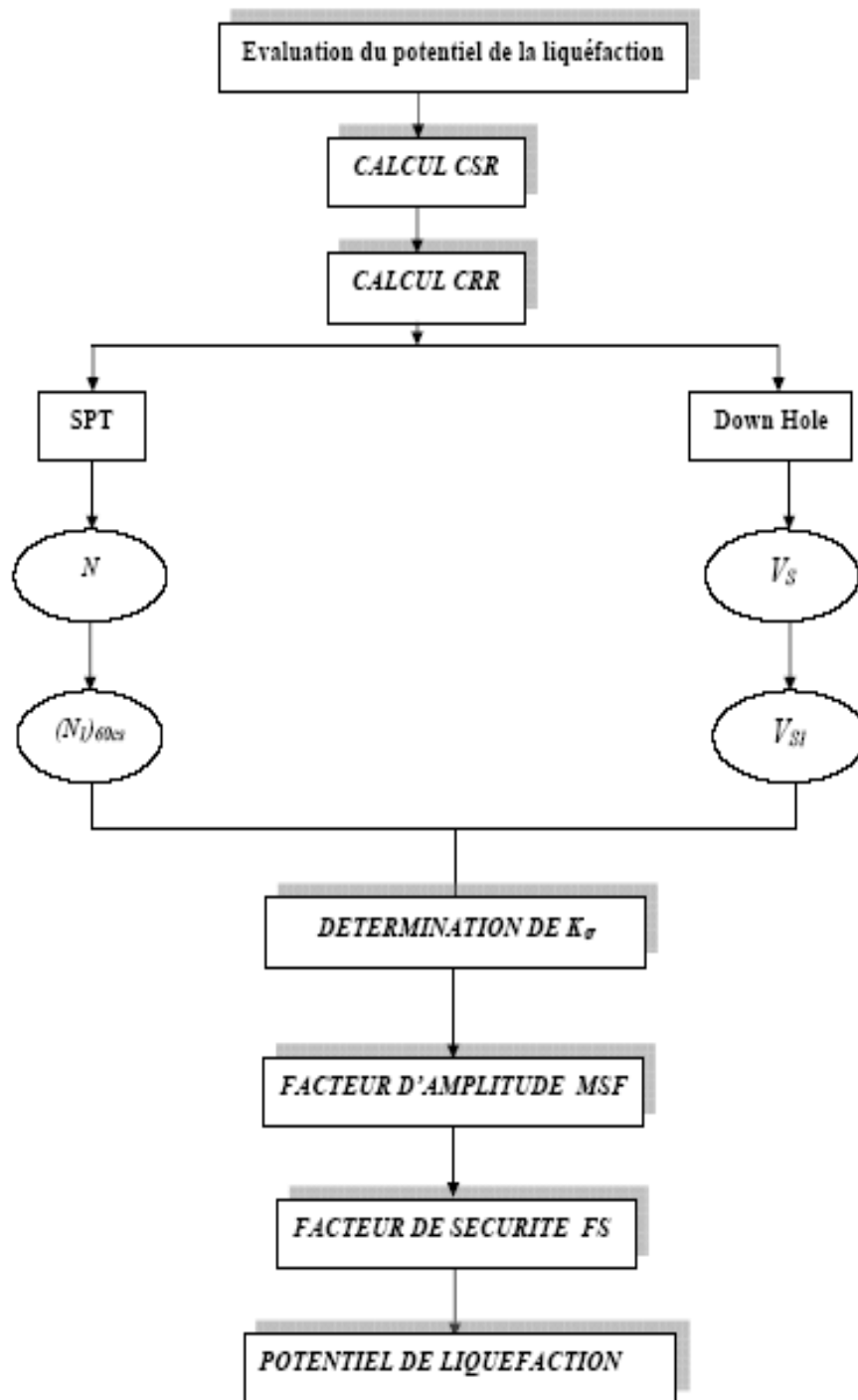
- $P_{L \text{ MOY}} = 0$ potentiel de liquéfaction nul.
- $0 < P_{L \text{ MOY}} < 5$ potentiel de liquéfaction faible.
- $5 < P_{L \text{ MOY}} < 15$ potentiel de liquéfaction moyen.
- $15 < P_{L \text{ MOY}} < 100$ potentiel de liquéfaction élevé.

CONCLUSION

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. L'occurrence de la liquéfaction, ainsi que le taux et l'étendue des déformations en cas de liquéfaction durant un chargement cyclique dépendent des caractéristiques compositionnelles du matériau, comme la granulométrie, la taille et la forme des particules. En effet, les sols dans lesquels la résistance à la déformation est mobilisée par le frottement entre les particules sous l'influence de la pression de

confinement, présentent les types les plus susceptibles à la liquéfaction. Lorsque le sol est fin ou contient des particules fines, une cohésion ou adhésion tend à se développer entre ces particules, les empêchant ainsi de se séparer. En conséquence, les sables contenant une certaine fraction fine révèlent une meilleure résistance à la liquéfaction que les sables propres. Durant une longue période, les sols fins ont été considérés comme non-liquéfiabiles, ou à faible potentiel de liquéfaction

Pour évaluer le risque de la liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes classiques basées sur les essais in situ tel que le SPT et Down Hole(V_s). Ces méthodes qui se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (rapport de CRR sur CSR) supposent en général des conditions de saturation et de l'état lâche du sol mais, même si elles ont gagné un terrain pendant ces 20 dernières années, certaines limitations imposent des incertitudes sur leur utilisation. Par exemple les effets de l'âge, du non saturation et de la cimentation ne sont pas intégrés dans le calcul. Parfois empiriques et souvent appliquées au cas du sable. On peut résumer dans un diagramme simple les méthodes d'évaluation du potentiel de la liquéfaction que nous avons cité précédemment avec les étapes correspondantes à chaque méthode.



Chapitre III.

TECHNIQUES DE TRAITEMENT DU SOL

INTRODUCTION

S'il est nécessaire de construire sur un sol qui peut se liquéfier lors d'un séisme pour des raisons de restriction d'espace, d'un emplacement favorable, il peut être possible d'améliorer les caractéristiques du sol pour diminuer les dommages du phénomène de la liquéfaction et pour éviter les grandes augmentations des pressions interstitielles pendant le séisme. Les techniques développées pour l'amélioration des sols présentant de la faible caractéristique géotechnique, sont largement utilisées à travers le monde. Ces techniques peuvent être devisées en trois catégories, en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue.

- La première catégorie regroupe celles qui conduisent à la densification du sol par réduction des vides tel que le pilonnage, le vibro-compactage, les colonnes ballastées, le préchargement et le compactage dynamique.
- La deuxième catégorie regroupe celle qui conduise à l'amélioration du sol par injection des coulis en suspension ou en solution.
- La troisième catégorie regroupe celles faisons intervenir l'inclusion dans le sol d'élément tel que les géosynthétiques.

Dans ce qui suit les techniques rentrant dans la première et la deuxième catégorie seront présenté avec plus de détail.

1. Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées consistent en une incorporation par compactage de matériau granulaire, dans un terrain présentant des faibles caractéristiques géotechniques. De façon générale elles améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées. Les colonnes ballastées peuvent aussi jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques.

1.1 Domaine d'application

Les colonnes ballastées sont généralement utilisées avec sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais hétérogènes. Cette méthode est applicable aux terrains cohérents tels que limons et argiles lorsque la profondeur de terrain à traiter est trop importante, supérieure à 4 mètres, pour une substitution en surface.

1.2 Techniques de mise en œuvre

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- Par voie humide : On utilise le lançage à l'eau.
- Par voie sèche : On utilise le lançage à l'air.

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.
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

a) Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre en colonne ballastées par voie humide, dite aussi par vibro- substitution consiste à :

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

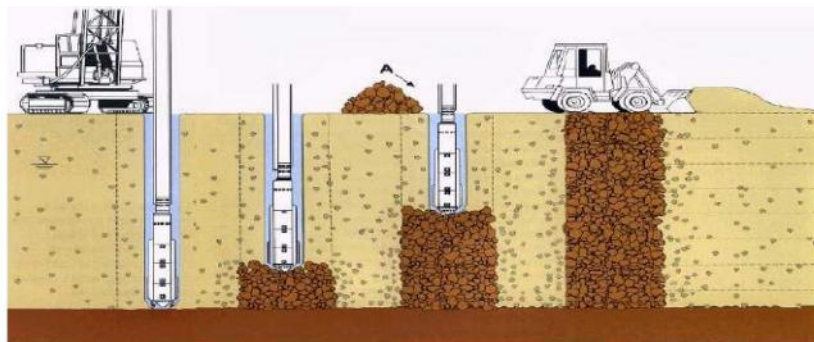


Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide



Figure 1 Colonnes exécutées par voie humide

b) Colonnes exécutées par voie sèche

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement consiste à :

- auto foncer le vibreur directement dans le sol par renflement jusqu'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 couissant le long du mât ;
- compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'à finition de la colonne.

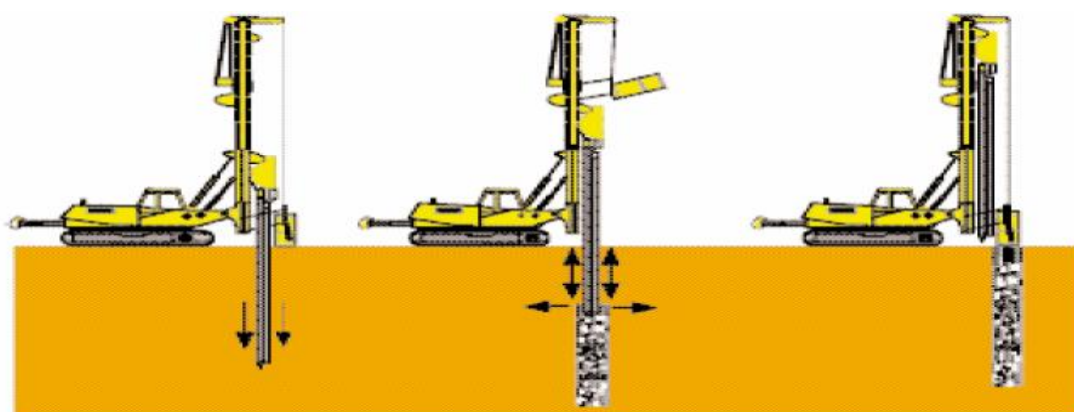


Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche



Figure 2 L'atelier de colonnes ballastées voie sèche (Construction d'une Fromagerie BEL à Kolea)

2. VIBROFLOTTATION

Le procédé de vibro-compactage consiste à compacter dans la masse les sols grenus sous ou hors nappe à des profondeurs variables par le biais des vibrations émises à l'aide de vibreurs radiaux spécifiques à basses fréquences. Les outils sont suspendus à des grues, mais peuvent aussi, pour des faibles profondeurs, être montés sur porteur.



Figure 3 Chantier de vibrocompactage (barrage sur l'oued -Harka- Tunisie)

L'action de ces vibrations va provoquer un réarrangement des grains du sol grenu, réduisant ainsi l'indice des vides et augmentant la densité relative et la compacité du sol traité.

2.1 Domaine d'application

Le vibro-compactage est un procédé d'amélioration des sols bien adapté dans les sols pulvérulents non cohésifs (sable, gravier, cailloux, certains remblais, ...) de compacité faible à moyenne.

2.2. Principe de l'amélioration de sol par vibro-compactage

Le procédé consiste à compacter dans la masse les sols grenus sous ou hors nappe à des profondeurs variables par le biais des vibrations émises à l'aide des vibreurs radiaux spécifiques. Le vibreur est suspendu à un atelier approprié (grue par exemple) permettant la pénétration de l'outil, facilitée, dans certains cas de compactage, par un fluide de lancement qui est généralement de l'eau sous pression.

Les opérations de vibro-compactage se font par passes successives en remontant l'outil selon des critères géotechniques déterminés au préalable par des essais appropriés et pour des mailles fixées en fonction du degré de compacité des sols à traiter et des objectifs à atteindre.

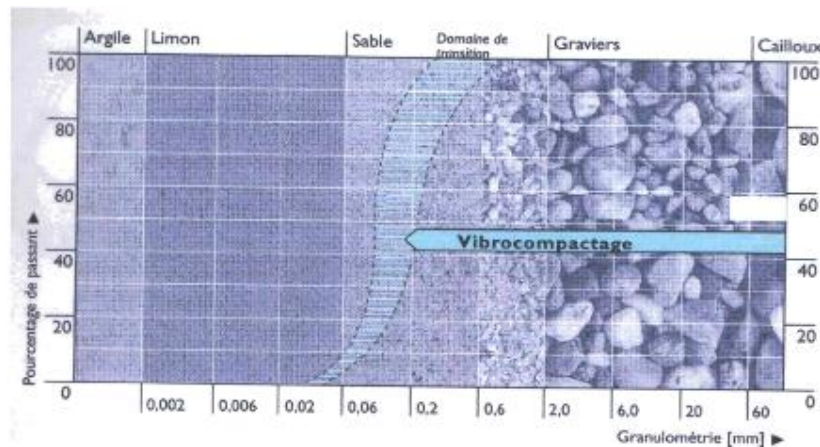


Figure 4 Domaine d'application du vibrocompactage

2.3 Objectifs de traitement par vibro-compactage :

Le procédé de vibro-compactage permet de :

- Diminuer, par un réarrangement optimal des grains du sol grenu, l'indice des vides ;
- Augmenter, par conséquent, la densité relative du sol traité ;
- Améliorer la compacité du sol et, par conséquent, augmenter sa capacité portante ;
- Diminuer considérablement les tassements totaux et différentiels sous l'ouvrage ;
- Réduire le coefficient de perméabilité des matériaux, ce qui permet de diminuer les débits d'exhaure lors de rabattement de nappe et d'infiltration dans le sol de fondation de digue et d'ouvrage divers

2.4. Technique de mise en œuvre

La pénétration de l'outil, ainsi que dans certains cas le compactage, sont facilités par un fluide de lançage, généralement de l'eau sous pression. Le compactage se fait par passe en remontant l'outil, selon des critères déterminés par des essais préalables. La résistance du sol après traitement dépend de la granulométrie du terrain et de l'adéquation du type de vibreur.

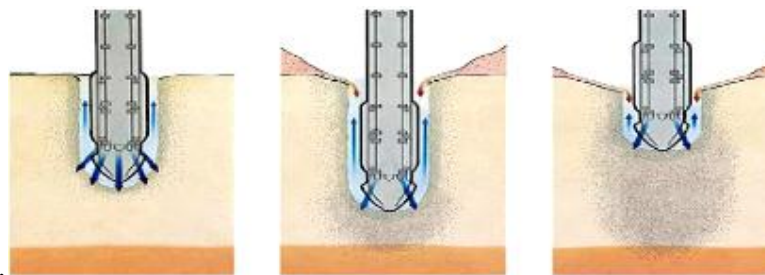


Figure 5 Procédure de traitement par vibrocompactage

2.5 Objectifs à atteindre

Le traitement des sols par vibro-compactage consiste à améliorer la compacité naturelle des sables, afin de garantir en tout point des sols de fondation sableux des valeurs SPT (Standard Pénétration Test) ou CPT (Cône Pénétration Test) définies après la planche d'essai.

Ceci aura pour effet notamment :

- D'augmenter la compacité des alluvions sous l'ouvrage pour obtenir une contrainte réglementaire (q ELS) proche de la contrainte apportée par l'ouvrage;
- De réduire les tassements;
- De diminuer le coefficient de perméabilité des sables sous le tapis et le noyau d'argile.

2.6. Mode opératoire

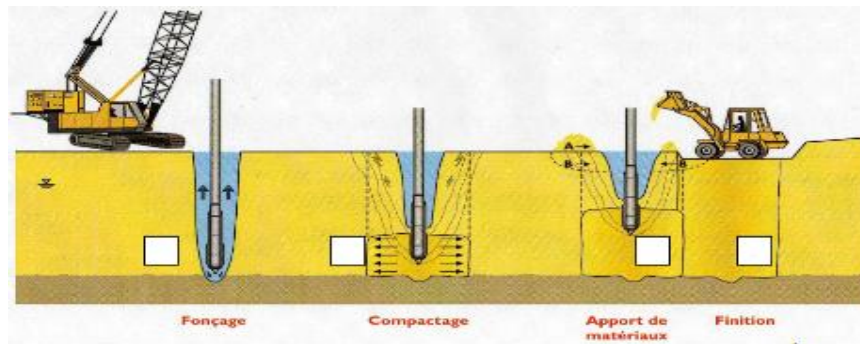


Figure 6 phasage des travaux de vibro-compactage

1. Fonçage : 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 lançage. Le débit d'eau est alors diminué.

2. Compactage : Le vibro-compactage est alors réalisé par passes successives de bas en haut. Le volume compacté est un cylindre d'un diamètre pouvant atteindre 5m. L'augmentation progressive de l'intensité consommée par le vibreur permet la croissance de la compacité du sol.

3. Apport de matériaux : Autour du vibreur apparaît un cône d'affaissement que l'on comble au fur à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en décapant 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.

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



Figure 7 Le cône d'affaissement autour de vibreur (barrage -Harka- TUNISIE).



Figure 8 Remplissage de l'affaissement conique par un matériau d'apport (Barrage -Harka- TUNISIE).

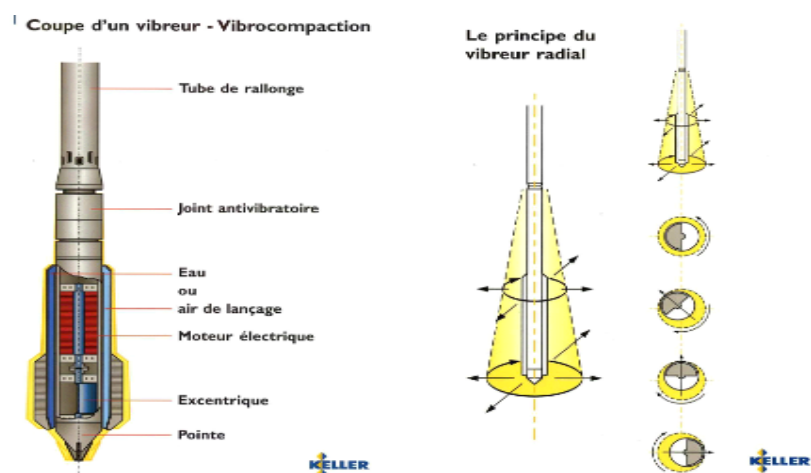


Figure 9 Composantes du vibreur et principe de fonctionnement de l'excentrique

2.7. Limite d'utilisation

La présence ou non de fines (silt, limons, argiles) ou de matière organique est très important dans l'efficacité du vibrocompactage puisque ces éléments atténuent, voire annulent le caractère non cohésif du sol, et donc la capacité intrinsèque du vibrocompactage à améliorer la compacité des tranches de sols concernées.

S'agissant de la présence de fines, il est communément admis les conclusions suivantes :

- Lorsque le sol présente un pourcentage de fines (passant à 80 microns) inférieur à 5 %, l'efficacité du vibrocompactage reste optimale. Il n'y a donc pas d'incidence sur l'interprétation des résultats.
- Lorsque le sol présente un pourcentage de fines compris globalement entre 5% et 10 %, l'efficacité du vibro-compactage peut être altérée. Le compactage de masse conservera en général un résultat global satisfaisant, mais il se peut qu'un sondage localisé de type SPT n'apporte de résultats clairement probants. Il convient alors de relativiser la lecture directe de la valeur mesurée avec l'amélioration globale apportée par le vibro-compactage dans la zone traitée.
- Si le pourcentage de fines dépasse les 10 %, nous nous plaçons alors dans un sol limoneux ou silteux, voire argileux, la proportion de fines devient trop importante pour pouvoir constater une efficacité du vibro-compactage.

Ces couches de sols doivent être exclues de l'analyse. Prendre à proximité dans des zones d'emprunts définies par l'entreprise générale et livrés sur la plateforme de travail

2.6. Inconvénients de vibroflottation

- Intervention d'engins lourds (incompatible avec la plupart des zones urbaines).
- Impossible pour les mauvais sols profonds (plafond de l'ordre de 20m).
- L'opération est répétée selon un maillage prédéfini selon les objectifs (maillage plus large que pour les injections).

3. COMPACTAGE DYNAMIQUE

Cette technique est particulièrement applicable aux sols granulaires lâches a placée près de la surface au sol.

Il s'agit d'un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours (ou semaines), une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.

Le matériel est constitué d'un pilon de 8 à 50 t (coque d'acier cubique ou cylindrique pleine de béton armé) manipulé par un engin de levage (jusqu'à 40 m de hauteur de chute).

L'énergie unitaire nécessaire augmente linéairement avec le carré de la hauteur de couches à compacter (de 200tm à 2 000tm). La hauteur courante est de 10/15m, elle peut atteindre 25/30m.

Souvent, plusieurs opérations de compactage sont nécessaires, séparées par un laps de temps de quelques semaines (2 à 6).

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés condition qu'il y ait présence d'air occlus (1 à 4%) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.

Cette méthode permet de traiter en profondeur par des actions de surface des terrains industriels et commerciaux à viabiliser. La consolidation dynamique permet de compacter les sols granulaires de 5 à 10 m de profondeur tandis que la réalisation de plots ballastés permet d'étendre cette technique à des terrains plus cohérents.



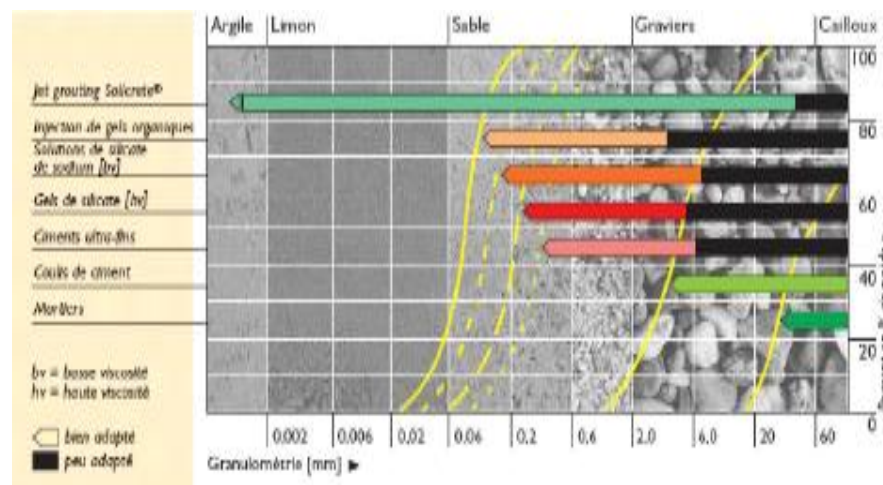
Figure 10 Atelier de compactage dynamique (compactage des sols à l'aide d'une masse en chute libre)

4. RENFORCEMENT PAR JET GROUTING SOILCRETE

Le nom «Soilcrete» vient de la rencontre des notions de «soil» (sol) et «concrete» (béton en anglais). Du sol avec une consistance de béton, une description qui caractérise ce type de stabilisation de sol.

Le procédé de 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 100m/sec en sortie de buse.

4.1. Domaine d'application des différentes techniques d'injection



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 2,50m, varie en fonction du type de sol à traiter, du type de procédé Soilcrete et de la nature du fluide à haute énergie.

Applications

Contrairement aux méthodes de stabilisation de terrain conventionnelles, le Soilcrete peut être utilisé pour stabiliser et étancher tout type de sols (des alluvions lâches aux argiles). Ceci s'applique également aux sols hétérogènes et aux couches à caractéristiques changeantes, y compris les matériaux organiques. Les roches tendres comme le grès ont aussi été traitées par Keller.

4.2. Les différents procédés

Le Soilcrete peut être réalisé de trois façons différentes. La méthode à utiliser est déterminée par le type de terrain prédominant, la forme géométrique, ainsi que la qualité recherchée des éléments de Soilcrete.

a. Procédé direct Simple : (Soilcrete- S)

S'effectue avec un jet de coulis pour découper et mélanger le sol simultanément sans enrobage d'air. La vitesse du jet en sortie de buse est supérieure à 100 m/sec.

Le procédé Soilcrete S est utilisé pour des petites à moyennes colonnes de jet grouting.

b. Procédé direct Double : (Soilcrete- D)

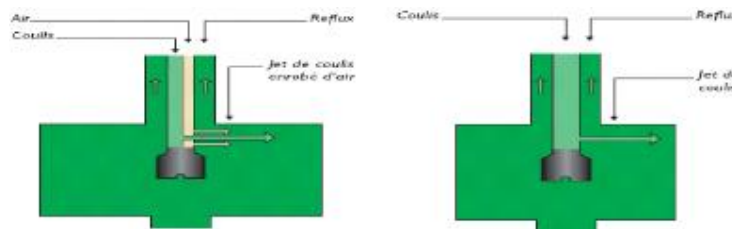
S'effectue avec un jet de coulis pour découper et mélanger le sol simultanément. Pour augmenter la capacité d'érosion et le rayon d'action efficaces du jet de coulis, le jet est enrobé d'air au moyen d'une buse annulaire.

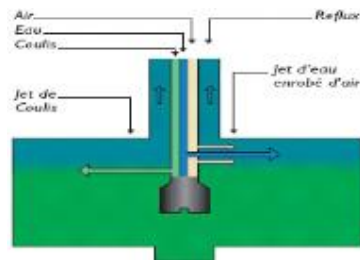
Le procédé Soilcrete D (figure13.b) est principalement utilisé pour des blindages de fouilles, reprises en sous-œuvre et bouchons étanches.

c. Procédé Triple : (Soilcrete- T)

Découpe le sol avec un jet d'eau enrobé d'air. Le coulis est injecté simultanément par une buse supplémentaire située sous la buse d'eau. La pression du coulis est supérieure à 15 bars. Une alternative à ce procédé consiste à utiliser le jet d'eau sans enrobage d'air, notamment pour des colonnes subhorizontales.

Le procédé Triple est utilisé pour les projets de reprise en sous-œuvre, voiles étanches et bouchons étanches.

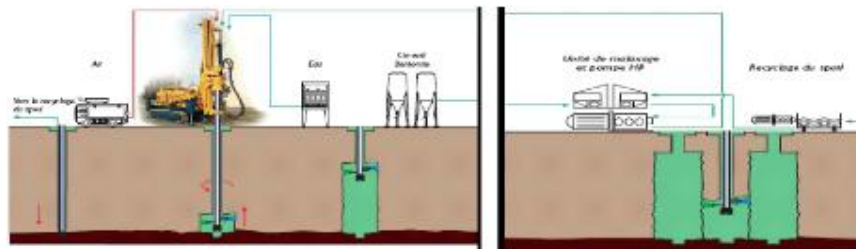




4.3 Séquences de mise en œuvre

L'installation de chantier pour le 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 2,40 m dans les soubassements à plus de 35 m dans les espaces ouverts.

Les points de forages sont normalement situés dans des petites tranchées équipées de pompes. De là, les poils, mélange eau/ciment/sol, sont pompés vers des bacs de décantation ou des réservoirs.



1. Forage: Des tiges de forage équipées avec un porte- buses de jet et un taillant sont utilisés 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.

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/ sol/ciment est évacué à la surface par le vide annulaire entre la tige de forage et la paroi du forage. Les paramètres de production prédéterminés sont enregistrés en continu.

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 du 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 toutes les manières.

5. TECHNIQUE DE DRAINAGE

On peut réduire l'effet de la liquéfaction par l'amélioration du système de drainage du sol. Si l'eau interstitielle existe dans le sol peut s'écouler librement, la pression excessive d'eau interstitielle sera réduite. Les techniques de drainage incluent l'installation des drains de gravier, du sable ou des matériaux synthétiques. Les drains synthétiques de mèche peuvent être installés à divers angles, contrairement aux drains de gravier ou de sable qui sont généralement installés verticalement. Les techniques de drainage sont souvent utilisées en combinaison avec d'autres types de techniques d'amélioration de sol pour une réduction plus pertinente du risque de liquéfaction.

Drainage: Un drainage est une opération qui consiste à faciliter, au moyen de drains ou de fossés, l'écoulement de l'eau en excès dans un terrain.

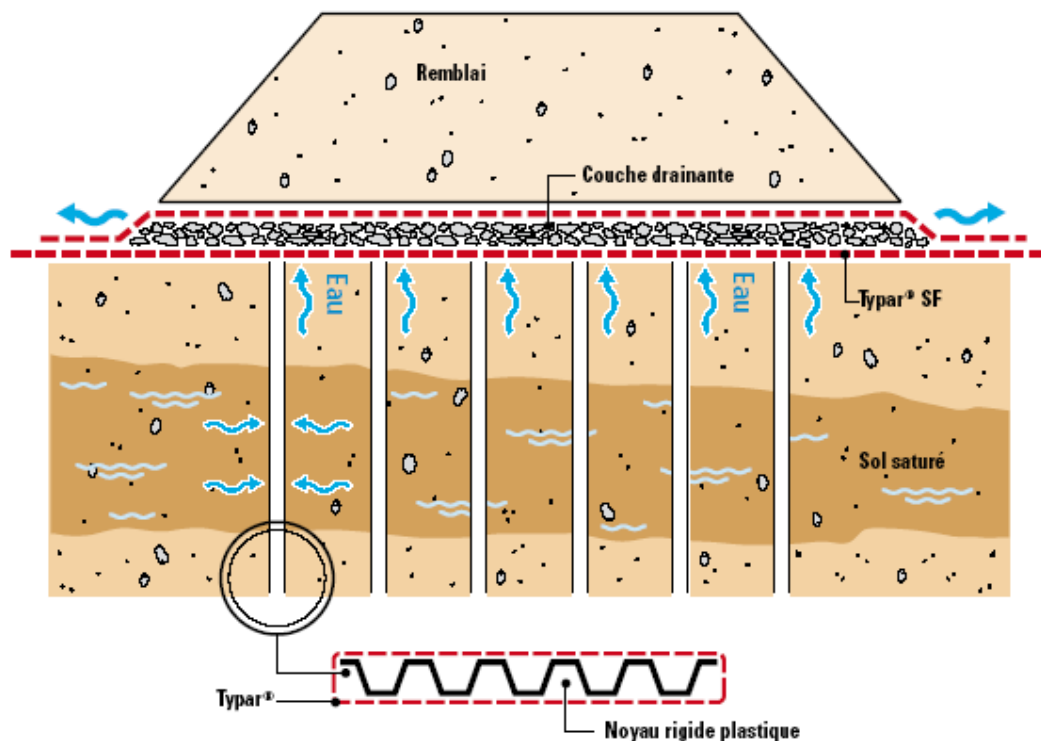


Figure 11 technique du drainage

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration de sols saturés en eau (ex: terrain silteux ou argileux).leur mise enœuvre est rapide et économique.

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain véhicule l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée soit par un remblai pré-chargement, soit par d'autres méthodes.

Conclusion

L'étude de renforcement de terrain présente une grande importance pratique ; Il est donc impératif d'adapter le bâti aux impératifs du sol. Une étude géotechnique sérieuse et approfondie du sol est donc nécessaire avant l'implantation de la construction à fortiori dans les terrains à forte déclivité. Le zoning en fonction de la nature du sol et des caractéristiques mécaniques du sol, permettra sans doute de mieux gérer l'espace urbain et d'éviter les catastrophes qu'on vient d'énumérer.

Nous avons exposé dans ce chapitre les divers techniques utilisés en pratique pour l'amélioration des sols, certain de ces technique ont connu un grand développement et sont largement utilisés actuellement pour le traitement des sols.

Chapitre IV.

ANALYSE DE LA POSTE LIQUEFACTION

INTRODUCTION

Les conditions d'apparition du phénomène de liquéfaction sont aujourd'hui relativement bien appréhendées, et des méthodes d'évaluation quantitative ont pu être mises au point sur cette base, il n'en est pas de même pour ce qui est de prévoir la propagation ultérieure des massifs liquéfiés et les sollicitations qu'ils engendrent sur les ouvrages. En effet dans certaines situations, la mise en œuvre des techniques appropriées destinées à neutraliser le potentiel de liquéfaction des sols (compactage dynamique par exemple), peut se révéler techniquement impossible ou beaucoup trop onéreuse, de sorte qu'il est préférable de prendre en compte le risque de liquéfaction et ses conséquences dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage. En l'absence de traitement des sols, la réalisation d'ouvrages en zone liquéfiable impose par exemple de recourir à des fondations profondes allant chercher des sols non affectés par le phénomène de liquéfaction, à la condition de prendre en compte l'interaction entre le matériau liquéfié et les éléments constitutifs de la fondation de l'ouvrage qui entrent en contact avec ce dernier lors de sa propagation.

Il convient donc de prévoir la révolution post-liquéfaction du massif liquéfié, afin d'être en mesure d'évaluer le plus précisément possible les efforts qu'il exerce sur la structure, et de dimensionner en conséquence cette dernière. La figure suivante illustre ces deux aspects de l'analyse post-liquéfaction d'un massif de sol liquéfié.

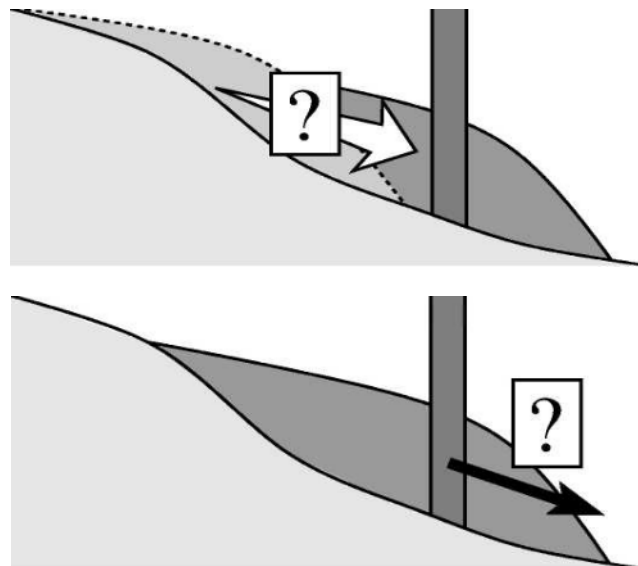


Figure 1 Deux aspects du comportement post-liquéfaction d'un massif de sol liquéfié

- Le premier aspect de l'analyse concerne la révolution dans le temps du massif et les changements de géométrie qu'il subit.
- Le second aspect a trait à l'évaluation des efforts qu'exerce un tel écoulement sur les structures (piles de pont, pieux de fondation, etc.).

1. LES APPROCHES DE LA SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT D'UN SOL LIQUÉFIE

1.1 Approches empiriques

L'une des premières préoccupations des ingénieurs géotechniciens a consisté à tenter d'estimer le déplacement permanent maximal subi par un sol liquéfié consécutivement à un séisme. Exploitant les nombreuses mesures effectuées sur les sites des séismes à Niigata (1964) et Nihonkai-Chubu (1983), Hamada et al. (1986) [30] ont proposé la formule empirique suivante :

$$D = 0,75\sqrt{H}\sqrt[3]{\theta}$$

Où D est le déplacement permanent maximal du sol dans le plan horizontal (en m), H l'épaisseur de la couche du sol liquéfié (en m) et θ (en %) est la valeur maximale entre la pente du sol en surface et celle du substratum inférieur. La formule proposée intègre également les données relatives au séisme de San Fernando en 1971 (Fallgren et Smith (1973)). Bartlett et Youd (1992) ont également proposé une relation empirique du même type, fondée sur les observations faites sur six séismes aux États-Unis, dont celui survenu en Alaska en 1964. Même si de telles relations peuvent servir de bases de données intéressantes, elles ne peuvent bien évidemment pas constituer en soi des modèles prédictifs car, hormis deux données de type géométrique (H et θ), elles ne font aucunement référence par exemple à la rhéologie du sol liquéfié.

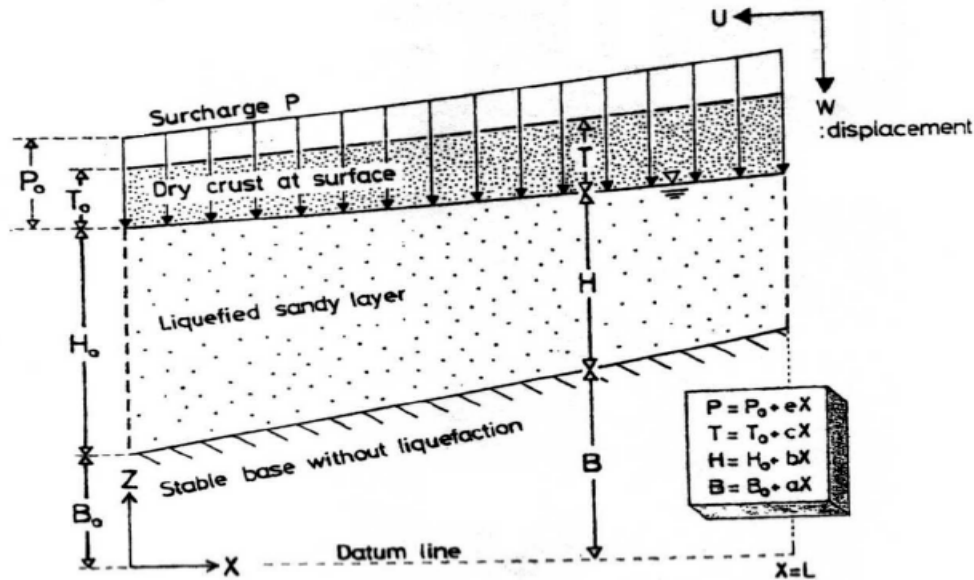
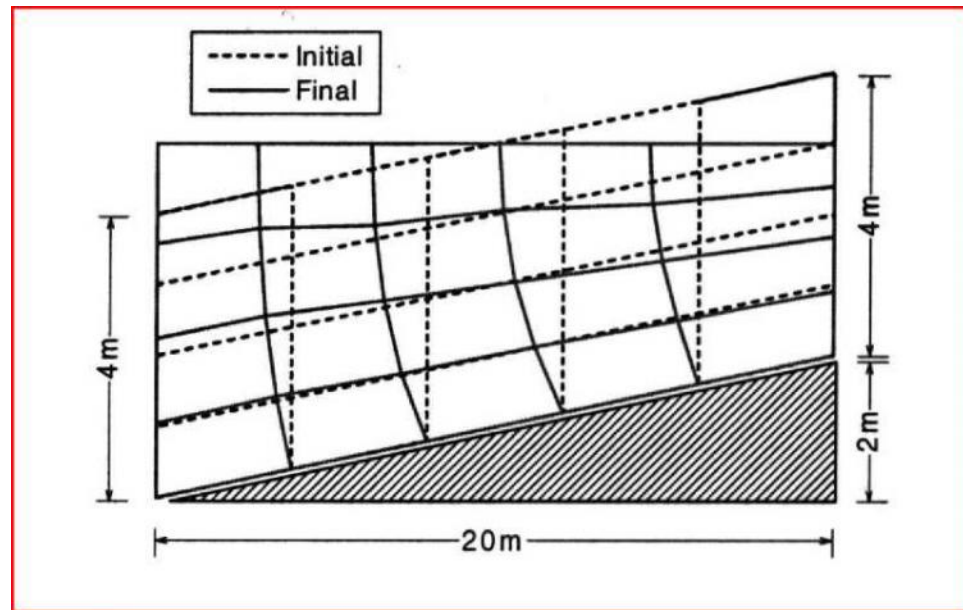


Figure 2 Modèle simplifié pour le calcul des déplacements maximaux d'une couche liquéfiée (Towhata et al. (1992))

1.2 Méthodes des éléments finis et volumes finis

En l'absence d'hypothèses simplificatrices particulières, il est nécessaire de recourir à des schémas numériques de type éléments finis ou volumes finis pour traiter le problème d'écoulement d'un massif de sol liquéfié.

Tamate et Towhata (1999) proposent l'utilisation d'une méthode des éléments finis consistant par exemple dans le cas d'un écoulement bidimensionnel, à discrétiser le massif en éléments quadrilatères de type QA pour l'interpolation des champs de déplacements. Les zones non-liquéfiées sont modélisées comme des solides élastiques, tandis que le sol liquéfié est traité comme un fluide visqueux incompressible. La condition d'incompressibilité est prise en compte par les multiplicateurs de Lagrange. L'intérêt de l'approche ainsi développée par les auteurs est double : prendre en compte les termes d'accélération d'une part, tenir compte des changements de géométrie du massif au cours de sa propagation d'autre part, à travers une approche Lagrangienne actualisée. La figure en dessous montre par exemple une couche de sol liquéfié dans sa configuration initiale avant propagation et dans sa configuration finale stabilisée, ainsi que révolution en fonction du temps du déplacement en différents points de la surface. Cette méthode n'indique pas en revanche comment prendre en compte l'existence d'une résistance résiduelle du sol liquéfié.



2. EFFET DE L'ÉCOULEMENT SUR LES STRUCTURES

Cette question essentielle pour permettre à l'ingénieur de dimensionner les structures ou ouvrages en conséquence, a été relativement peu abordée, si ce n'est pas par voie expérimental. On peut entre autres citer les travaux expérimentaux de Towhata et Al-Hussaini (1988) qui ont procédé à des essais visant à évaluer les sollicitations latérales exercées par un écoulement de boue sous-marine sur un pieu modèle, ceux de Yasuda et al. (1989) ou de Towhata et al. (1995) relatifs à des essais sur une canalisation enterrée dans un massif sableux liquéfié. Ces essais permettent de mettre en évidence d'une part la réduction de la résistance du sol due au phénomène de liquéfaction, d'autre part le comportement visqueux du sol liquéfié dont le coefficient de viscosité peut être ainsi indirectement évalué (Towhata et al. (1999)).

De nombreuses études expérimentales se sont attachées à analyser plus précisément l'interaction entre des pieux de fondation (en groupe ou isolés) et un sol liquéfié, notamment par des essais en centrifugeuse (Boulanger et al. (1997) ; Wilson et al. (2000)). Récemment Abdoun et al. (2003) ont publié les résultats de plusieurs séries d'essais analysant la réponse de pieux de fondation sous l'action d'un écoulement de sable saturé préalablement liquéfié par vibration.

En ce qui concerne les méthodes de calcul permettant d'évaluer quantitativement l'effet de l'écoulement d'un sol liquéfié sur des structures de type pieux, diverses approches ont été proposées telles que le raisonnement d'équilibre limite développé par Dobry et al. (2003) ou l'action du sol liquéfié sur chaque pieu se traduit par une sollicitation uniforme égale à la pression limite du sol. Ishihara et Cubrinorshi (1998) proposent une modélisation de l'interaction sol liquéfié-pieu de type Winkler, l'effort latéral étant donné par la formule :

$$F = \beta k (U_G - U_P)$$

Où k est le module de réaction du sol non liquéfié,

$U_G - U_P$ la différence entre le déplacement moyen du sol environnant et celui du pieu, tandis que le coefficient β (< 1) traduit la dégradation de la raideur d'interaction, due à la liquéfaction. L'analyse d'observations et de mesures faites sur le terrain indique qu'un tel coefficient est de l'ordre de 10^{-2} à 10^{-3} .

CONCLUSION

Au terme de l'analyse des méthodes faite dans ce chapitre, il apparaît nécessaire de mettre au point et développer un outil numérique qui soit capable de répondre aux deux exigences suivantes :

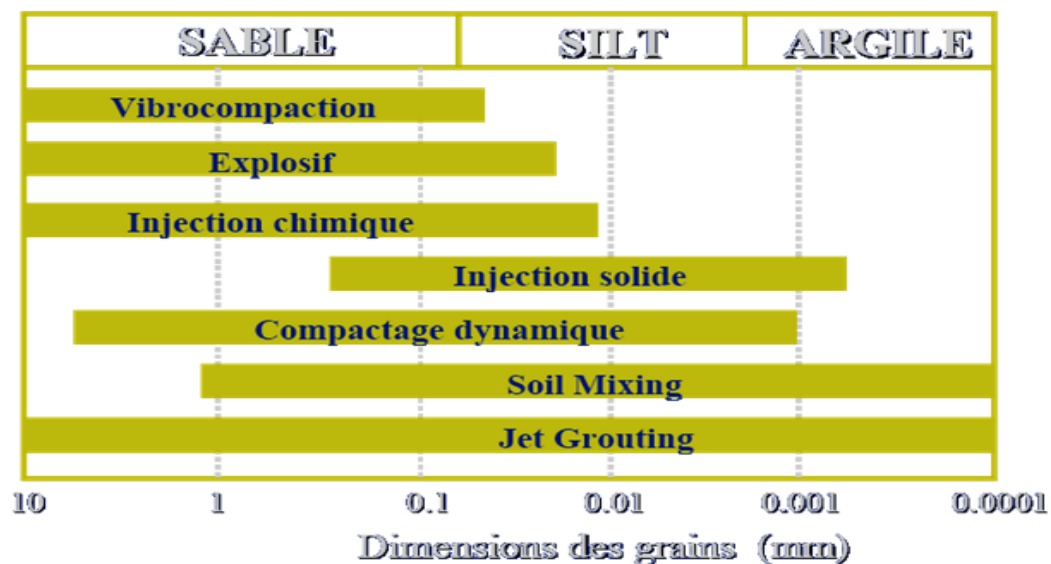
- Tenir compte à la fois de la viscosité et de la résistance au cisaillement résiduelle du sol liquéfié qui jouent un rôle important dans la simulation de l'écoulement du massif. L'adoption d'un modèle de Bingham apparaît de ce point de vue tout à fait naturelle.
- Pouvoir simuler d'une part la propagation au cours du temps du massif de sol liquéfié, y compris dans le cas de changements de géométrie importants, d'autre part évaluer les efforts que cette propagation induit sur les structures et ouvrages environnants.

CONCLUSION GENERALE

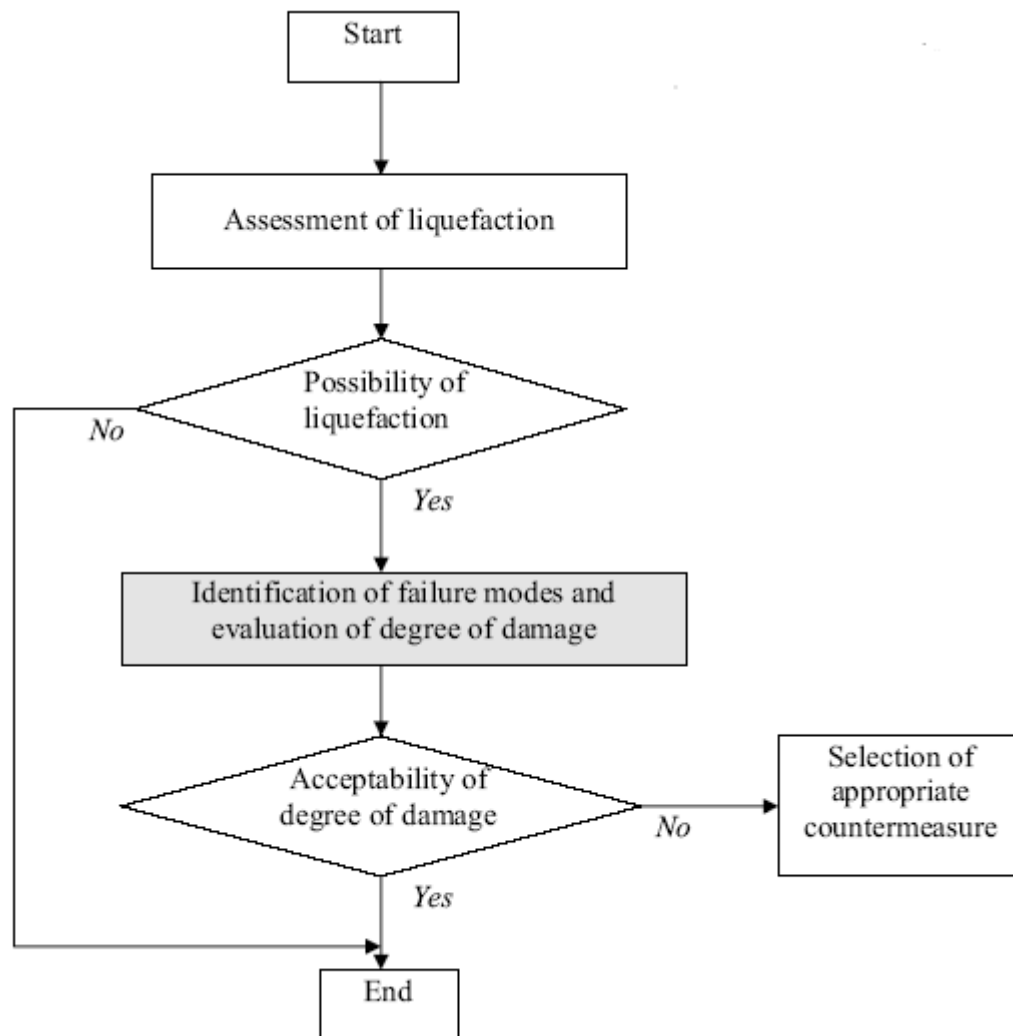
La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. L'occurrence de la liquéfaction, ainsi que le taux et l'étendue des déformations en cas de liquéfaction durant un chargement cyclique dépendent des caractéristiques compositionnelles du matériau, comme la granulométrie, la taille et la forme des particules. En effet, les sols dans lesquels la résistance à la déformation est mobilisée par le frottement entre les particules sous l'influence de la pression de confinement, présentent les types les plus susceptibles à la liquéfaction.

Les conséquences de la liquéfaction peuvent être très sévères, on cite notamment: Des tassements excessifs, dont l'ordre de grandeur peut atteindre 5% de l'épaisseur de la couche liquéfiée. Les tassements sont parfois uniformes, mais dans la plupart des cas ils sont brusques et non-uniformes (les tassements différentiels). Il y a aussi la perte du support latéral, comme par exemple le cas de pieux qui s'étendent jusqu'à la couche de sol liquéfiée, la perte de la capacité portante, la flottaison des ouvrages souterrains, et enfin le mouvement latéral excessif. Après le séisme de l'Alaska (1964) et celui de Niigata au Japon (1964), Seed et Idriss (1971) ont développé une procédure simplifiée basée sur les essais in-situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Par la suite, cette procédure a subi plusieurs modifications ou améliorations, notamment par Seed (1979), Seed et Idriss (1982), et Seed et al. (1985). En janvier 1996, un atelier sur les problèmes de liquéfaction a été organisé par le NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research); les recommandations de cet atelier sont analysées par Youd et al. (2001). Actuellement, l'étude de la liquéfaction s'est développée pour devenir un domaine de recherche à part entière (Seed et al. 2001; Seed et al. 2003).

Les méthodes de stabilisation les sites liquéfiables sont représentés selon leurs domaines d'application comme suit :



Pour résumer le travail qu'on a fait, on présente les procédures (générales et courantes) dans la figure en dessous, qui a été employée pour la conception de Liquéfaction. Dans cette approche, l'évaluation du potentiel de liquéfaction est faite d'abord. Alors l'acceptabilité du degré probable de dommages est rudement jugée et, si des contre-mesures nécessaires et appropriées sont choisies. Cependant, généralement le degré de dommages prévu de la liquéfaction n'est pas évalué parce qu'il est difficile d'évaluer.



Bibliographies

- I.M. Idriss, R.W. Boulanger_ *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*_Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26 (2006) 115–130
- Ronald D. Andrusa, Paramanathan Piratheepanb, Brian S. Ellisc, Jianfeng Zhanga, C. Hsein Juang_ *Comparing liquefaction evaluation methods using penetration- VS relationships*_Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24 (2004) 713–721
- Muhsin Elie Rahhal et Dona Zakhem_ *Etude comparative des méthodes d'évaluation de la liquéfaction à partir des essais SPT et CPT*_GeoEdmonton'08/GéoEdmonton2008
- Susumu Yasuda_ *evaluation of liquefaction-induced deformation of structures*_Department of Civil and Environmental Engineering, Tokyo Denki University, Japan(2004)
- Steven L. Kramer, Ahmed-W. Elgamal_ *Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering*_Pacific Earthquake Engineering Research Center(2001)
- *Liquéfaction des sols sous séisme*_rapport Aménagement et Risques naturels vulnérabilité et gestion de risque
- Alain Pecker _ *Dynamique des sols*_presses de l'ENPC(1984)
- M. TAOUFIK BENCHELHA et AZIZ SAIDI_ *Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne*
- Jean-Pierre MAGNAN et Georges PILOT_ *Amélioration des sols*
- Sami MONTASSAR_ *Contribution a la simulation numérique de l'écoulement de sols liquéfiés et de leur action sur les ouvrages*_ these de doctorat de l'ENPC _ Directeur de thèse Patrick de BUHAN (2005)



Sciences Et De La Technologie Houari Boumediene

Faculté du Génie Civil

PG Géotechnique

Module Géophysique

ممايعة التربة هي ظاهرة ناتجة من حدوث الزلزال و هي تسبب أضرارا جسيمة على المنشآت ، سطح الأرض ،و المنشآت التدعيمية .و منذ زلازلي الاسكا و نيجاتا عام 1964 ، العديد من البحوث التي بينت عددا معينا من عوامل الهزلة الزلزالية و التي تؤثر على ممايعة التربة و على وجه الخصوص شدة الزلزال ، عمق الطبقات ، خصائص التربة الا أن تطوير طرق تنبؤ صحيحة لتحديد إمكانية حدوث الممايعة يجب أن تأخذ بعين الاعتبار ضمن

Liquefaction is a phenomenon induced by the seism made enormous damage with the buildings, ground liftings and the retaining works. Since earthquakes of Alaska and Niigata 1964, many research identified a certain number of critical factors of the seismic excitation which influence the sand liquefaction. It is in particular about the intensity of the seism, the depth of the silt, and the properties of sand...., The development of reliable methods of prediction of the potential of liquefaction must take account of these various factors.
