

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Aboubakr Belkaïd– Tlemcen –**  
**Faculté de TECHNOLOGIE**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

**Option : Structures**

Présenté par :

**BELKHEROUF Yahia Badreddine**

**Thème :**

**EVALUATION DU POTENTIEL DE LEQUIFACTION DES SOLS**

Soutenu, le 22 /06/2022, En ligne devant le jury composé de :

**Dr.BOURABAHM.A**

**Univ.Tlemcen**

**Présidente**

**Dr.SMAIL.N**

**Univ.Tlemcen**

**Examinatrice**

**Dr.AYAD.F**

**Univ.Tlemcen**

**Encadrante**

**Année universitaire: 2021/2022**

## REMERCIEMENTS

*Je tiens tout d'abord à remercier en premier lieu « ALLAH », le tout puissant et miséricordieux qui ila donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin de ce travail.*

*Je souhaite avant tout remercie mon encadreur de mémoire, Dr.Ayad.F. pour le temps qu'elle a consacré à m'apporter les outils méthodologiques indispensables à la conduite de cette recherche. Son exigence m'a grandement stimulé.*

*Je remercie la présidente de jury Dr.Bourabah.M.A, ainsi que l'examinatrice Dr.Smail.N d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.*

## **DÉDICACES**

Grace à « Dieu » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à la fin,  
j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie

Ce modeste travail à ma mère qui m'a donné tout son amour pour continuer jusqu'à le master.

A la mémoire de Mon père et mon beau-frère « Mohammed » qui nous ont quittés à jamais.

Et à tout les enseignants à toute la promo de génie civil master 2 « Structure » 2021/ 2022.

**BELKHEROUF.yahia.b**

## RÉSUMÉ

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance et de rigidité des sols granulaires lâches sous une secousse sismique accompagnée d'une augmentation rapide de la pression interstitielle causant momentanément la dislocation des particules du sol. Le but de ce travail est de calculer le facteur de sécurité de la liquéfaction dans deux sites trouvant l'un à « Chfek, Ghazaouet » et le deuxième à la route de la plage de Bhira. Vu le manque des données pour l'essai CPT, nous sommes contentés par les méthodes approchées SPT pour le site de Chfek Ghazaouet. Par contre, pour le deuxième site, nous avons utilisé les méthodes approchées basées sur les données de CPT. Les méthodes utilisées dans ce travail ont donné un facteur de sécurité inférieur à 1.25 dans les mêmes profondeurs, ce qui prouve l'efficacité de ces dernières dans l'évaluation du risque de la liquéfaction.

**Mots clés :** liquéfaction, dynamique des sols, SPT, CPT.

## المخلص

الإسالة من أهم الظواهر المعقدة لديناميكيات التربة. هو فقدان قوة وصلابة التربة الحبيبية الرخوة تحت الزلزال المصاحب بزيادة سريعة في الضغط الخلائي مما يتسبب في وقت قصير في خلع جزيئات التربة. الهدف من هذا العمل هو حساب عامل الأمان للتسييل في موقعين يقع الأول في شفيق غزوات والثاني في شاطن البحريرة ، نظراً لقلة البيانات الخاصة باختبار CPT ، فقد كنا راضين عن طرق SPT التقريبية لموقع شفيق الغزوات. من ناحية أخرى ، بالنسبة للموقع الثاني ، استخدمنا الطرق التقريبية بناءً على بيانات CPT. الطرق المستخدمة في هذا العمل أعطت عامل أمان أقل من 1.25 في نفس الأعماق. هذا يثبت فعالية الأخير في تقييم مخاطر التميع.

الكلمات المفتاحية : تسييل التربة: CPT, SPT

## ABSTRACT

Liquefaction is one of the most important and complex phenomena of soil dynamics. It is a loss of strength and stiffness of loose granular soils under an earthquake shake accompanied with a rapid increase of the interstitial pressure causing shortly the dislocation of the soil particles. The aim of this work is to calculate the safety factor for liquefaction in two sites located the first one in Chfek Ghazaouet and the second in Plage of Bhira, given the lack of data for the CPT test, we were content with the approximate SPT methods for the Chfek ghzaouet site. On the other hand, for the second site, we used the approximate methods based on the CPT data. The methods used in this work have given a safety factor of less than 1.25 in the same depths. This proves the effectiveness of the latter in assessing the risk of liquefaction.

**Keywords:** Liquefaction, soil dynamics, SPT, CPT

## SOMMAIRE

Généralités.....	18
1.1 INTRODUCTION .....	19
1.2. PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS .....	19
1.3. DEFINITION DU PHENOMENE DE LIQUEFACTION.....	21
1.4. EXPLICATION DU PHENOMENE.....	22
1.5. EFFETS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION ET CONSEQUENCES.....	23
1.6. ORGANISATION TYPE DES ETUDES DU RISQUE DE LIQUEFACTION .....	25
1.7. EVALUATION DE LA SUSCEPTIBILITE A LA LIQUEFACTION D'UN SOL .....	26
1.8. PRINCIPALES METHODES EXISTANTES DE QAUNTIFICATION DU RISQUE DU LIQUEFACTION .	26
1.9. APPROCHE SIMPLIFIEE EN CONTRAINTES TOTALES .....	27
1.10. FACTEURS INFLUENCANT LA RESISTANCE A LA LIQUIFACTION .....	28
1.10.1. Nature du sol : .....	28
1.10.2. La granulométrie .....	28
1.10.3. Pourcentage des fines .....	29
1.11. État du sol et des contraintes .....	29
1.12. Nature de la sollicitation sismique .....	29
1.13. METHODE D'AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES DE SOL.....	29
1.13.1 colonnes-ballastées .....	29
1.13.2 Domaine d'application .....	31
1.13.3 Principe de réalisation .....	31
- Par voie humide (vibro- substitution), On utilise le lançage à l'eau : .....	31
- Par voie sèche (vibro-refoulement), On utilise le lançage à l'air : .....	31
1.13.4 Les avantages .....	32
1.14. vibro-compactage.....	32
1.14.2 Domain d'application .....	33
1.14.3 Matériel utilisé .....	33
1.14.4 Mode Opérateur .....	33
1.14.5. Les phases de traitement par Vibro-compactage.....	33
1.14.7 Les avantages .....	34
1.14.8. Objectifs de traitement par vibro-compactage .....	34
1.14.9.Les Inconvénients de (vibro-flottation) .....	36
1.15. Le compactage dynamique .....	36

1.15.1 Utilisations .....	36
1.15.2 Principe de réalisation .....	37
1.15.3. Les Avantages .....	37
1.16. CONCLUSION.....	37
2. La liquéfaction .....	39
2.1. Introduction a la liquéfaction .....	39
2.2. Présentation de quelques essais in situ .....	39
2.2.1. L'essai SPT .....	39
2.2.2. L'essai au CPT et PD ou CPTU .....	40
2.2.3. Essai au DMT .....	40
2.2.4. Essais par les méthodes géophysiques.....	40
2.3. Essai de pénétration statique (Cône pénétration test-CPT) .....	41
2.3.1. Le Facteur de sécurité $F_s$ .....	43
2.3.2. Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR).....	44
2.3.3. Coefficient réducteur des contraintes .....	45
2.3.4. Facteur d'échelle d'amplitude :.....	47
2.3.5. Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique, CRR :.....	47
2.3.6. EVALUATION DU RAPPORT DE RESISTANCE CYCLIQUE "CRR" PAR L'ESSAI C.P.T.....	48
2.3.6.1 Fonçage dans le terrain .....	49
2.3.6.2 Mesure de la résistance de pointe.....	49
-Pointe mécanique.....	49
-Pointe électrique : .....	49
Figure 2.13:Pénétromètre statique(CPT) .....	49
a-Effort total de pénétration $Q_t$ : .....	50
b-Effort apparent sur le cône $Q_c$ et résistance apparente à la pénétration du cône $q_c$ :.....	50
c-Effort total de pénétration $Q_{st}$ : .....	50
d- Effort de frottement latéral local $Q_s$ et frottement latéral unitaire local $f_s$ : .....	50
2.3.7. METHODES D'EVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI C.P.T. : .....	52
2.3.8 . DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE DE ROBERTSON ET WRIDE (1998) : .....	52
2.4.1. L'appareillage de l'essai SPT .....	54
2.4.2. Procédure de l'essai SPT .....	55
2.4.3. Résultats.....	55
2.4.4. La normalisation des contraintes.....	56
2.4.5. Méthode approximative de Blake (1999) .....	57
2.4.7 Méthode d'Andrusat Al (2004) .....	62
2.4.8. Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) .....	62
2.4.9. LE COEFFICIENT DE SECURITE "FS" .....	62

2.4.10 ESTIMATION DE LA PROBABILITE DE LIQUEFACTION «PL » .....	63
3.1. PRESENTATION DES DEUX SITES .....	65
3.1.1 LOCALISATION.....	66
3.1.2 SISMICITE .....	66
3.2. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE Dans LES DEUXSITES .....	66
3.3 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l’essai SPT .....	67
3.3.1 Méthode Blake (1999).....	70
(Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet).....	69
(Sondage N°2 : Chfek, Ghazaouet).....	70
(Sondage N°3 :Chfek,Ghazaouet).....	72
3.3.2 Méthode d’Andruus et al (2004).....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
(SondageN°1 : Chfek ,ghazaouet) .....	74
(SondageN°2 : Chfek,Ghazaouet).....	75
(SondageN°3 : Chfek,Ghazaouet).....	76
3.3.3 Méthoded’IdrissetBoulanger(2006).....	78
(Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet).....	78
(SondageN°2 : Chfek,Ghazaouet).....	79
(Sondage N°3 :Chfek,Ghazaouet) .....	80
3.4 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l’essai CPT .....	81
3.4.1 Méthode de Robertson et Wride (1998) .....	81
(SondageN°1 : La route de la plage,de Bhira).....	81
(SondageN°2 : La route de la plage de bhira) .....	84
(Sondage N°3 : La route de la plage de Bhira).....	86
3.4.2 Méthode d’Andrus et Al(2004).....	88
(SondageN°1 : La route de la plage de Bhira).....	88
(SondageN°2 : La route de la plage de Bhira).....	90
(SondageN°3 : La route de la plage de bhira) .....	92
3.5.La comparaison entre les méthodes des calcules :.....	94
3.5.1Méthode de SPT Chfek Ghzaouet :.....	94
3.5 Méthodede CPT pour la route de Ouled Benayed "B'Hira": .....	95
(SondageN°1 : La route de la plage du Bhira).....	95
(SondageN°2 : La route de la plage du Bhira).....	96
(Sondage N°3 : La route de la plage du Bhira).....	97
3.6 Conclusion.....	97
4.1 Introduction .....	99
4.2. La méthode de Cetin et al. (2009).....	99
4.3. Méthode de Tokimatsu et Seed (1987).....	101

4.4. Méthode d'Ishihara et Yoshimine (1992).....	102
4.5. Apports de Zhang, Robertson et Brachman (2002).....	102
4.6. Apports d'Idrisset Boulanger (2008).....	103
4.7. Evaluation du tassement sismo-induit à partir de l'essai SPT .....	103
4.8. Comparaison systématique des deux méthodes .....	105
4.9. Evaluation du tassement sismo-induit à partir de l'essai CPT.....	107
4.9.1 (Méthode de Buissman, 1936) .....	107
4.9.2 Evaluation du tassement avec l'essai CPT.....	107
4.10 Conclusion général.....	111
Référence bibliographique .....	112



## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1:</b> sol liquéfié (Indonésie Petobo, 2018) .....	19
<b>Figure 1.2:</b> illustration des dépôts de sol (Kaewsong en 2009).....	21
<b>Figure 1.3:</b> Classe granulométrique des sols liquéfiables (Tsuchida, 1970) .....	22
<b>Figure 1.4:</b> les effets induits par la liquéfaction. ....	23
<b>Figure 1.5:</b> Deux Bâtiments renversés à TAIWAN (2018) et en Russie (2009) .....	23
<b>Figure 1.6:</b> Un glissement de terrain au Canada .....	24
<b>Figure 1.7:</b> Une rupture de barrage La Verne, France .....	24
<b>Figure 1.8:</b> Déplacement latéral et longitudinal .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 1.9:</b> Effondrement des tabliers.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 1.10:</b> déplacements latéraux du terrain.....	25
<b>Figure 1.11:</b> Organisation schématique des études de risques de liquéfaction (Javelaud, 2016) .....	26
<b>Figure 1.12:</b> La zone de liquéfaction est déterminée en comparant la contrainte cyclique.....	27
<b>Figure 1.13:</b> Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (Hunt, 1986).....	29
<b>Figure 1.14:</b> Technique de colonnes ballastées. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 1.15:</b> Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.....	30
<b>Figure 1.16:</b> Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 1.17:</b> Principe de réalisation .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 1.18:</b> LA VIBROFLOTTATION .....	32
<b>Figure 1.19:</b> vibro-compaction à 50m (keller) .....	32
<b>Figure 1.20:</b> Vibromètre et Vibrolance .....	34
<b>Figure 1.21:</b> Procédure de traitement par vibro-compaction .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 1.22:</b> Remplissage de l'affaissement conique par un matériau d'apport .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 1.23:</b> Le cône d'affaissement autour de vibreur .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 1.24:</b> Composantes du vibreur et principe de fonctionnement de l'excentrique (keller) .....	36
<b>Figure 1.25:</b> méthode de compactage dynamique .....	36
<b>Figure 2.1:</b> les essais de sondages de réfraction sismique (SR) .....	41
<b>Figure 2.2 :</b> l'essai de (cross-hole).....	41
<b>Figure 2.3:</b> l'essai de (down-hole) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.4 :</b> Test Pénétromètre statique (1931 Pays-Bas) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.5 :</b> Pénétromètre statique lourd (1936).....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.6 :</b> Premier essai de la pénétration sur l'eau par (Huizinga en 1937).....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.7 :</b> Vérin monté sur remorque lourd en 1948.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.8:</b> Vérin télécommandé submersible pour offshore (Zuidberg en 1970).....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.9:</b> Pénétration sans interruption ROSON (Van de Berg 1983).....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.10 :</b> Camion-chevillard (Van den Berg, 1990) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.11:</b> Facteur de réduction de contrainte $r_d$ .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.12 :</b> Schéma du CPT et de sa pointe mécanique statique GOUDA .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.13:</b> Pénétromètre statique (CPT) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.14 :</b> Exemple de Pénétrogramme dynamique .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.15:</b> Estimation pour classification des sols de (Robertson, 1990) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.16 :</b> Une courbe de Robertson et Wride (1998) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.17 :</b> Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour $M_w = 7.5$ (Idriss et Boulanger, 2006) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Bookmark not defined.</b>	
<b>Figure 2.18 :</b> schéma de principe de Test SPT .....	55
<b>Figure 2.19:</b> Courbes simplifiées pour le calcul de CRR modifiées par Seed et al 1985.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 2.20 :</b> Courbe simplifiée pour le calcul de CRR (Andrus et al 2004) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>Figure 3.1 :</b> Situation du projet de Chfek, Ghazaouet (GOOGLE EARTH V7.1.8) .....	66
<b>Figure 3.2 :</b> Situation du projet la plage de Bhira (GOOGLE EARTH V7.1.8).....	66
<b>Figure 3.3 :</b> l'implantation des sondages dans le site d'étude. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

**Figure 3.4** : Variation du nombre de coups SPT avec la profondeur pour le site étudié.....**Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.5** : Profil de (N1)60 en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.6** : Variation de facteur de sécurité F<sub>sen</sub> en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.7** : Variation des deux rapports CRR et CSR en fonction de la ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.8:**Profil de(N1)60en fonction de la profondeur.(Sondage N°2 :Chfek,Ghazaouet) ....**Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.9:**Profil de(N1)60en fonction de la profondeur.(Sondage N°2 :Chfek,Ghazaouet) ....**Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.10:**Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur .. **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.10:** Profil de nombre de coups en fonction de la profondeur.(Sondage N°3ChfekGhazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.11** : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage N°3 :Chfek Ghazaouet) . **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.12** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.13** : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage N°1 : Chfek Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.14** :Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.15** : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage N°2 : Chfek Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.16** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage N°2 Chfek Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.17** :Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage N°3 : ChfekGhazaouet) .. **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.18** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.19** : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.20** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage N°1 : Chfek Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.21** : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.22** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.23** :Variation de facteur de sécurité F<sub>sen</sub> en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.24:** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur . **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.25** : Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.26** : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.27** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.28** : Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur(sondage°2 la route de Bhira)..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.29** :Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.30:** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur . **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.31:** Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur .**Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.32:** Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.33** : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.34** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.35:** Variation du facteur de sécurité F<sub>sen</sub> en fonction de la profondeur ( La route de la plage du bhira). **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.36** :Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage N°2 : route el bhira) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure3.37** : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 3.38** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage route el bhira) **Error! Bookmark not defined.**

**Figure 4.1** : Distribution de  $(N1)_{60}$  et CSR du sol étudié ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Figure 4.2** : Distribution de DF, la déformation et le tassement de chaque couche de sol.....**Error! Bookmark not defined.**  
**Figure 4.3**: Evaluation des déformations volumique par essai sur l’abaque d’Idriss.. **Error! Bookmark not defined.**  
**Figure 4.4** : Présentation synthétique des déformations volumiques (en %) évaluées à chaque profondeur par la méthode de La méthode de Cetin et al et celle d’Idriss & Boulanger (2008)..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Figure 4.5** : Représentation des points de calcul utilisés pour la comparaison systématique des déformations volumiques évaluées par les abaques de Tokimatsu & Seed (1987) et d’Idriss & Boulanger (2008). ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Figure 4.6** : Présentation similaire des déformations volumiques (en %) évaluées par les méthodes de Tokimatsu & Seed (1987) et d’Idriss & Boulanger (2008). ..... **Error! Bookmark not defined.**

## Liste des tableaux

**Tableau 1.1** : critères de «Chinese criteria»..... 28  
**Tableau 2.3** : Corrections au SPT modifié par Skempton,(1986)..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 2.4** : Différentes valeurs de  $K_m$  selon plusieurs auteurs (adopté par Youd et Idriss)..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 2.5** : Classes du potentiel de liquéfaction des sols selon (Juang et al. 2012) **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.1** : Calcul de facteur de sécurité  $F_S$  méthode Blake 1999 ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.2** : Calcul de facteur de sécurité par méthode Blake 1999.(Sondage N°2 :Chfek,Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.3** : Calcul de facteur de sécurité méthode Blake (Sondage N°3ChfekGhazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.4** : Calcul de facteur de sécurité méthode d’Andrus et al (Sondage N°1 : Chfek,Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.5** : Calcul de facteur de sécurité méthode d’Andrus et al (Sondage N°2Chfek, Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.6** : Calcul de facteur de sécurité  $F_s$  méthode d’Andrus et al.. **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.7** : Calcul de facteur de sécurité par la méthode d’Idriss et Boulanger (Sondage N°1 : Chfek,Ghazaouet) ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.8** : Calcul de facteur de sécurité  $F_s$  méthode d’Idriss et Boulanger..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.9** : Calcul de facteur de sécurité  $F_s$  méthode d’Idriss et Boulanger ..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.10** : Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.11** : Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride(1997) ...**Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.12** : Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride(1997) ...**Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.13** : Calcul du facteur de sécurité métho de Andrus et Al (2004)(Sondage N°1 : La route du la plage bhira )..... **Error! Bookmark not defined.**  
**Tableau 3.14** : Calcul du facteur de sécurité méthode Andrus et Al(2004) . **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 3.15 :** Calcul du facteur de sécurité métho de Andrus et Al(2004) **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 3.16 :** Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 3.17 :** Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 3.18 :** Comparaison de la variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT . **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau3.19 :** Comparaison de la variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT .. **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 4.1 :** présentation des valeurs pour le calcul du tassement. .... **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 4.2 :** Présentation des données brutes du cas test pour les essais de pénétration au carottier SPT et résultats synthétiques du calcul du facteur de sécurité selon (d'idriss et boulanger(2008)) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 4.3 :** Présentation des données brutes du cas test pour les essais de pénétration au carottier SPT et résultats synthétiques du calcul du facteur de sécurité selon (d'idriss et boulanger(2008)) ..... **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 4.4 :** Les résultats d'un essai in situ fictif au pénétromètre statique CPT .... **Error! Bookmark not defined.**

**Tableau 4.5 :** Données brutes du cas test pour les essais de pénétration au cône CPT en sondage et résultats synthétiques du calcul du facteur de sécurité FSL..... **Error! Bookmark not defined.**

## **NOTATIONS**

**C.P.T:** Essai de test de pénétration de cône.

**S.P.T :** Essai de pénétration standard

**CSR:**Rapport derésistance cyclique

**CRR:** Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme.

**CRR<sub>7.5</sub>:** Taux derésistancecycliquepourunemagnitudede 7.5

**F:** La force horizontale exerce sur la colonne du sol en (KN/m<sup>2</sup>).

**$a_{max}$ :** Accélération maximale du sol en surface en(m/s<sup>2</sup>).

**M:** La masse de la colonne en (Kg).

**Z:**La longueur de la colonne en(m).

**$\gamma$ :** Poids volumique du sol en(KN/m<sup>3</sup>).

**$\gamma_h$ :**Poids volumique humide du sol en (KN/m<sup>3</sup>).

**$\sigma_{v0}$ :**La contrainte verticale totale (KPa).

**$\sigma'_{v0}$ :** La contrainte verticale effective (KPa).

**T<sub>max</sub>:**La contrainte de cisaillement maximale.

**$\tau_{cyc}$ :**La contrainte cyclique du la sollicitation sismique.

**$r_d$ :** Facteur de réduction de contraint de la flexibilité de la colonne de sol.

**$q_c$  :** Résistance à la pénétration du cône ou résistance de pointe.

**Q:**l'effort de pointe.

**$A_c$ :**De la plus grande section droite de la pointe.

**Q<sub>t</sub>:**Effort total d'enfoncement.

**Q<sub>st</sub>:**Effort de frottement latéral sur l'ensemble du fut.

**$f_s$  :** Le frottement latéral unitaire local.

**R<sub>f</sub>:**Le rapport de frottement.

**I<sub>f</sub>:**Indice de frottement.

**$q_{c1N}$ :**Résistance à la pointe corrigée.

**C<sub>Q</sub>:**Facteur de normalisation de la résistance à la pointe.

**N:**Un exposant.

**P<sub>a</sub>:**Pression atmosphérique égale100KPa.

**Q:** la résistance de pointe normalisée.

**F:**le taux de frottement normalisé du manchon pénétrométrique.

**IC**:Indice comportement de sol

**KC**:Facteur correcteur

**(qc1Ncs)**: est la résistance à la pénétration normalisé

**M<sub>w</sub>**:La magnitude du séisme.

**MSF**:Le facteur de correction de la magnitude

**K<sub>σ</sub>**: Facteur de correction du au poids des terres appliqué au:

**CRR<sub>7.5</sub>**Est en fonction de densité relative.

**P<sub>L</sub>**:La probabilité de liquéfaction.

**P<sub>LMOY</sub>**: La probabilité de liquéfaction moyenne.

**W<sub>L</sub>**:Limite de liquidité

**IP**:indice de plasticité

**0.689** : représente l'écart type du modèle de déformation volumétrique

**CSR<sub>ajusté</sub>** :C'est le CSR défini par Seed et Idriss (1971) ajusté pour la contrainte de confinement

**K<sub>md</sub>** :Est une correction utilisée pour convertir la valeur CSR appliquée multi directionnellement à la valeur de CSR

**t<sub>i</sub>** : Est l'épaisseur de la couche de sol

**DFI** : est le facteur de pondération de la profondeur proposée définie par l'équation

**d<sub>r</sub>** = mi- profondeur de chaque couche à partir de la surface du sol ;

**z<sub>cr</sub>** = la profondeur critique au-delà duquel le tassement de la couche ne peut pas être tracé

**NF** : est le facteur de normalisation.

**D<sub>r</sub>** : La densité relative en pourcent

**γ<sub>max</sub>**:Est la déformation de cisaillement maximale en pourcent

# **INTRODUCTION**

# GENERALE

Certains sols constitués de grains fins (sables, silts) dont le pourcentage des particules fines s'inscrit dans l'intervalle de 5% à 15% sont susceptibles, lorsqu'ils immergent dans une nappe phréatique et se trouvent dans un état initial insuffisamment serré, donnent 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

Le but de ce mémoire est de calculer le potentiel de liquéfaction par des méthodes approchées développées par les essais in situ : essais de pénétration standard (SPT) et essais de pénétration au cône (CPT), pour ce faire on a développé notre travail de la manière suivante :

Le présent mémoire est structuré en quatre (04) chapitres :

**Le premier chapitre :** est consacré à une recherche bibliographique issue de la littérature, concernant le phénomène de la liquéfaction des sols et après les méthodes d'améliorations des caractéristiques de résistance du sol.

**Le deuxième chapitre :** présente la procédure pour l'évaluation de potentiel de liquéfaction basée sur les résultats de l'essai in-situ (le test de pénétration de cône «C.P.T» et «S.P.T» Essai de pénétration standard).

**Le troisième chapitre :** l'objectif annoncé dans ce chapitre est la présentation du site d'étude (site Chfek Ghazaouet et La route de la plage du Bhira). l'objectif annoncé dans ce chapitre est l'évaluation du potentiel de liquéfaction pour le site BHIRA à partir des résultats de l'essai CPT et le site de Chfek Ghazaouet à partir de l'essai SPT. Un calcul déterministe et la probabilité de liquéfaction a été réalisé pour déterminer le risque du potentiel de liquéfaction sur le site en considération.

**Le quatrième chapitre :** L'objectif annoncé dans ce chapitre est d'évaluer le tassement de liquéfaction des sols à partir des essais in situ SPT-CPT.

**CHAPITRE 1 :**  
**RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

## Généralités

Le phénomène de liquéfaction des sols est abordé pour la première fois par capitaine James MacMurdo en 1819, suite à un séisme ayant frappé la région située entre Bombay et Karachi, dans le Nord-Ouest de l'Inde. A cette époque, MacMurdo est le représentant de la couronne anglaise dans cette région et il a utilisé le terme de liquéfaction des phénomènes d'eau et de sable éjectés du sol ainsi que des mouvements lents d'affaissement qui sont aujourd'hui assimilés au phénomène (Seed et Idriss, 1982). Il a comparé également les dommages engendrés aux structures fondées sur différents types de sols, soulignant l'influence locale de ceux-ci sur les effets des séismes (Seed et Idriss, 1982). Hazen (1918) a été le premier chercheur qui a utilisé le terme « liquéfaction » pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en Californie. Il a expliqué la rupture de ce barrage comme étant un matériau granulaire soumis à un chargement totalement saturé ; on peut distinguer deux cas de chargement :

-Un cas normal où le chargement est transmis entre les grains à la limite de chacun, il n'y a donc pas d'évolution de pression interstitielle, ce cas revient à un cas de sol non saturé.

-L'autre cas dans lequel le chargement ou une partie du chargement est transmis par le liquide, donc la pression interstitielle augmente et la résistance du matériau diminue.

Le terme « liquéfaction » a également été utilisé par (Mogami et Kubo, 1953) à la 3<sup>ème</sup> conférence sur la mécanique des sols et des travaux de fondations à Zurich (Kramer, 1996). Malgré ces quelques descriptions du phénomène, l'intérêt scientifique sur la question n'apparaît qu'en 1964 suite à deux tremblements de terre majeurs, à Anchorage (Etats-Unis) et Niigata (Japon), ayant causés des dommages importants à des nombreuses structures qui ont été liées, entre autre, au phénomène de liquéfaction des sols. Les préoccupations concernant la sécurité d'ouvrages à hauts risques tels que les barrages et les centrales nucléaires, ont conduit à la réalisation de nombreuses recherches afin de développer une meilleure compréhension ainsi que des outils de prédiction du phénomène. Ce thème représente toujours l'un des sujets les plus importants, intéressants, complexes et controversés dans la géotechnique sismique (Kramer, 1996).

## 1. INTRODUCTION

Avant d'aborder la présentation de mon travail, je vous donne un récapitulatif de l'essentiel des études présentées dans la littérature au sujet de la liquéfaction des sols. Ce premier chapitre est un condensé d'une partie de l'information disponible dans la littérature abordant le domaine de la liquéfaction en décrivons le phénomène de liquéfaction des sols (la définition et l'explication, et les effets induits par la liquéfaction ainsi que les principales méthodes existantes de quantification du liquéfaction).

### 1.2. PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS

La liquéfaction est un phénomène induit par le séisme est fait d'énormes dégâts irréparables, Elle peut provoquer des dommages tels que : le basculement et l'effondrement d'immeuble, la rupture de barrage, l'effondrement des ponts et des grands bâtiments dont les fondations, Depuis les tremblements de terre de (Niigata au Japon en 1964) et (Alaska en 1968), des recherches et des études ont identifié un certain nombre de facteurs critiques de l'excitation sismique qui influent sur la liquéfaction de sable. Il s'agit particulièrement 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 (Mohamed Mekerbi, Ismail Benabderrahmane, 2009) ;

La figure 1.1 présente un sol liquéfié à Petobo, l'Indonésie en 2018.



**Figure 1.1 :** sol liquéfié (Indonésie Petobo, 2018)

La liquéfaction des sables est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols lâches. Dans les zones très fortement sismiques, ce phénomène est le responsable des dommages excessifs au niveau des fondations des ouvrages. Historiquement, les répercussions majeures, occasionnées par le séisme de (Nigata au Japon, 1964), ont stimulé plusieurs recherches pour appréhender le risque de liquéfaction et évaluer ses conséquences en fonction d'une intensité sismique donnée enlever par (Seed, 1971; Robertson & Wride, 1998 ; Boulanger & Idriss, 2008 ; Moss et al, 2006). Ainsi plusieurs critères et approches empiriques ont été développés afin d'examiner, le potentiel de liquéfaction d'un sol en se basant, en particulier, sur des résultats d'essais in situ (El Ouni et al, 2015).

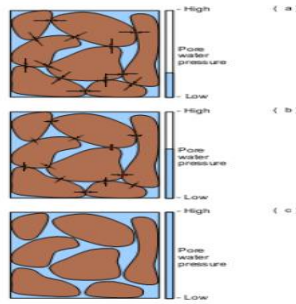
La liquéfaction des sols est un phénomène de perte de résistance ou d'instabilité qui peut avoir lieu sur un milieu partiellement saturé ou généralement granulaire saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle associée au comportement de retrait du sol lors de l'application de charges rapides (raz de marée, secousses, séismes, etc.). L'origine de la liquéfaction est l'instabilité brutale du sol, qui s'écoule sous l'effet de la gravité et des charges, et provoque alors des dommages irréparables aux ouvrages et ouvrages voisins. (K.Yedjour, 2012).en 1920, (Hazen ,1920) a été le premier qui a utilisé le terme de « liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700000m<sup>3</sup> de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente. (Hazen, 1920) Ce terme a historiquement été utilisé pour expliquer une variété de phénomènes qui impliquent des déformations causées par une sollicitation monotone ou cyclique des sols pulvérulents, non cohésifs et saturés dans des conditions non drainées(K. Yedjour 2012).La pression interstitielle continue d'augmenter jusqu'elle devient égale à la contrainte effective initiale, ainsi le sol perd toute sa résistance .Terzaghia employé le terme de « liquéfaction spontanée » pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation.(Terzaghi, K., Bjerrum, L., & Rosenqvist, I. T. 1957).

La liquéfaction n'est pas aussi fréquente que la mobilité cyclique, mais les conséquences sont plus catastrophiques, car de plus grands volumes de sol peuvent être disloqués. De plus, ce phénomène peut se produire sans cause apparente. Casagrande, 1975, et Castro et Poulos, 1977 définissent la liquéfaction comme la perte de la majeure partie de la résistance au cisaillement du sable saturé sous une charge monotone ou cyclique. Par conséquent, la liquéfaction n'est pas nécessairement associée à un soulagement complet des contraintes effectives. Selon Poulos et al. 1985, ce phénomène peut aussi se produire sous sollicitation dynamique et même sismique. Il peut également se développer en présence de sable dense dans des états des contraintes très élevés. Les cas de liquéfaction répertoriés dans la littérature se caractérisent par un démarrage instantané, une propagation rapide et des volumes de sol très importants transportés sur de longues distances.

La figure 1.2 présente une illustration des dépôts de sol tell que :

- (a) avant la liquéfaction, (b) quand la pression interstitielle augmente(c) pendant la liquéfaction.

Les barres et les flèches bleues représentent la pression interstitielle et entrent en contact avec des forces entre les grains, respectivement (Kaewsong en 2009).



**Figure 1.2** : illustration des dépôts de sol (Kaewsong en 2009)

### 1.3. DEFINITION DU PHENOMENE DE LIQUEFACTION

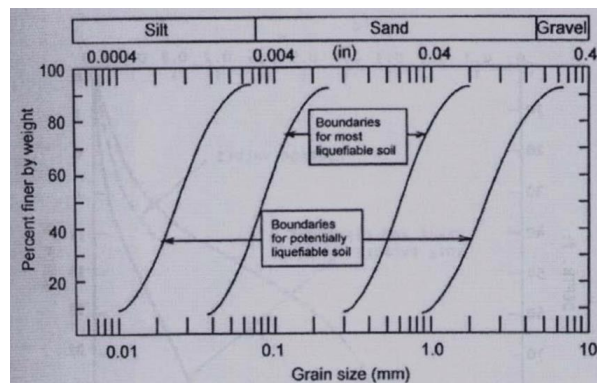
La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitations statiques ou sismiques géologique, généralement temporaire et brutale, se traduisant par une perte de résistance d'un matériau pulvérulent saturé. Il subit un transfert vers un comportement "fluide" en raison de l'augmentation de la pression interstitielle due à la déformation cyclique et à la suppression de la contrainte effective prévalant dans le sol. La liquéfaction qui se produit lors des tremblements de terre est le résultat de l'accumulation de pression interstitielle sous des cisaillements cycliques répétés. Avant le tremblement de terre, la pression de l'eau était faible. Pendant que 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. Les recherches menées montrent que la granulométrie du matériau a une certaine importance. Les sols se liquéfient sous chargement cyclique étant limoneux à sableux et à granulométrie serrée.

C'est généralement des sables propres ou limoneux situés dans 20 m de profondeur, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme.

La figure 1.3 montre un fuseau granulaire des sols liquéfiables.

(Tsuchida, 1970) a résumé les résultats des analyses granulométriques effectuées sur un certain nombre de sols alluviaux qui ont été connus pour avoir liquéfiés ou non lors des séismes. Il a proposé des gammes des courbes de la taille des grains séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables comme le montre la figure 1.3, la zone au cours des deux courbes intérieures de la figure représente des sables et sables limoneux, les sols ayant la plus faible résistance à la liquéfaction. L'espace entre les deux courbes les plus à gauche correspond à l'influence des fines en diminuant la tendance des sables pour densifier pendant le cisaillement sismique. Les fines peu plastiques dans les sols sableux créent généralement une adhérence suffisante entre les grains de sable limitant la capacité des particules plus grosses pour passer dans un arrangement plus dense. En conséquence, les sols avec un contenu significatif des fines peu plastiques sont rarement observés pour liquéfier en cas de séisme. En revanche, les fines non-plastiques avec une texture

de surface sèche ne créent pas d'adhérence et n'offrent pas une résistance significative à un réarrangement des particules et de liquéfaction.



**Figure 1.3:** Classe granulométrique des sols liquéfiables (Tsuchida, 1970)

### 1.4. EXPLICATION DU PHENOMENE

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.

Lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau. Par conséquent, le matériau à considérer est saturé. De plus, la granulométrie du matériau considéré semble être importante, les sols susceptibles de se liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux. Le phénomène de liquéfaction est donc lié à la combinaison de trois paramètres suivants :

- Présence d'une nappe phréatique ;
- Présence d'un matériau pulvérulent lâche ;
- Déclenchement d'une sollicitation dynamique (cyclique, sismique, ...).

Ces trois paramètres ne conduisent pas nécessairement à un état liquéfié. En effet la liquéfaction dépend de la densité relative du sable, l'amplitude de la sollicitation dynamique. Elle est en fonction également de la contrainte effective moyenne.

Les sols a priori susceptibles de se liquéfier se répartissent en deux groupes

a) Les sables et silts présentant les caractéristiques suivantes :

- Sol saturé.
- Granulométrie uniforme telle que  $C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 15$
- Diamètre à 50% tel que  $50 \text{ mm} < d_{50} < 1,5 \text{ mm}$ .

b) Les argiles présentant les caractéristiques suivantes :

- Sol saturé.
- Granulométrie à 15% tel que  $d_{15} > 5\mu\text{m}$
- Limite de liquidité  $W_L < 35$
- Teneur en eau  $W > 0.9W_L$

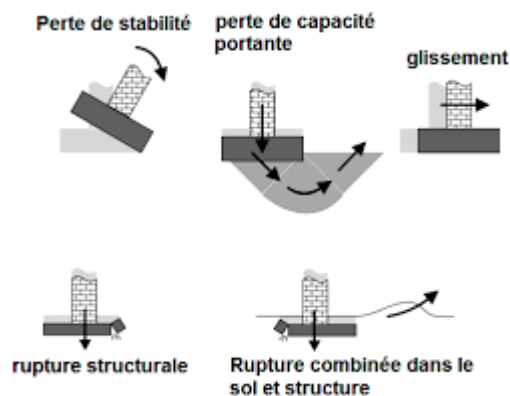
### 1.5. EFFETS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION ET CONSEQUENCES

Étant donné la rapidité, la soudaineté et le caractère souvent imprévisible de ces phénomènes, la liquéfaction des sols peut entraîner la ruine partielle ou totale des constructions, voire la perte de vies humaines. Elle provoque aussi l'enfoncement des constructions dans le sol. La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts spectaculaires et irréparables. Les conséquences de la liquéfaction sont catastrophiques.

La liquéfaction peut provoquer :

- 1- Une perte de capacité portante du sol de fondation (basculement d'immeuble)

La figure 1.4 présente les effets induits par liquéfaction tel que (la perte de stabilité, le glissement, la perte de capacité portante, rupture structurale).



**Figure 1.4:** les effets induits par la liquéfaction.

- 2- Les structures renversées.

La figure 1.5 présente deux structures différentes renversées à cause d'une liquéfaction du sol.





**Figure 1.2:** Deux Bâtiments renversés à TAIWAN (2018) et en Russie (2009)

3- Un glissement des terrains, la figure 1.6 présente un glissement du terrain aux canada.



**Figure 1.3:** Un glissement de terrain au canada

4- Des ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral ;

5- Un développement des forces de poussées ;

6 - Un soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations ;

7- Des ruptures des barrages :

L'augmentation de la pression de l'eau peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages.

La figure 1.7 présente une rupture d'un barrage a La Verne, France



**Figure 1.4:** Une rupture de barrage La Verne, France

8- Inclinaison des murs de soutènement :

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 ;

9- la liquéfaction du sol et à l'éjection de sable fluidisé qui peuvent se produire dans les sédiments saturés d'eau lors d'un tremblement de terre ;

10- en provoquant les effondrements des tabliers et le déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont Sebaou .Comme la figure 1.8 se montre.



**Figure 1.8** : Déplacement latéral et longitudinal



**Figure 1.9** : Effondrement des tabliers

Les glissements latéraux des 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 Toulon ;

Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures parallèles au cours d'eau. Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres.



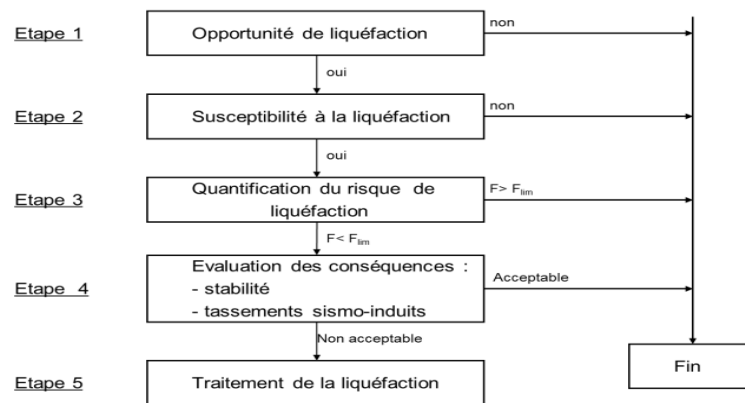
**Figure 1.5:** déplacements latéraux du terrain

## **1.6. ORGANISATION TYPE DES ETUDES DU RISQUE DE LIQUEFACTION**

La liquéfaction peut produire des dommages sur un site particulier et une évaluation complète des risques de liquéfaction est nécessaire. Une stratégie d'évaluation de ces risques est présentée en schéma du Figure 1.12 ;

La première étape consiste à valider l'obligation réglementaire d'étudier la liquéfaction (l'énergie des vagues générée par le séisme est suffisante pour que le phénomène se produise (Javelaud, 2016), la deuxième étape consiste à évaluer la susceptibilité du sol à se liquéfier. Si le sol n'est pas sensible à la liquéfaction, les risques de liquéfaction n'existent pas et l'évaluation des risques de liquéfaction est terminée ,si le sol est susceptible de se liquéfier, le potentiel de liquéfaction doit être évalué.la troisième étape implique une quantification du risque de liquéfaction soit par des méthodes classiques (méthodes en

contraintes totales), soit des méthodes en contraintes effectives totalement ou partiellement couplés (Pecker et al. 2001), soit par des modèles comme celui proposé dans ce travail. si la liquéfaction commence, on étudier les effets de la liquéfaction pour estimer les dommages, en particulier en termes de stabilité, de tassement induit par les tremblements de terre. En cas d'endommagement potentiel majeur, des traitements et des améliorations de sol sont à envisager.



**Figure 1.6:** Organisation schématique des études de risques de liquéfaction (Javelaud, 2016)

## 1.7 EVALUATION DE LA SUSCEPTIBILITE A LA LIQUEFACTION D'UN SOL

Les observations historiques de la liquéfaction lors de tremblements de terre passés peuvent fournir une indication de la sensibilité de la liquéfaction aux futurs tremblements de terre. Les conditions géologiques peuvent également être un bon indicateur de la susceptibilité à la liquéfaction, en particulier la distribution granulométrique et la forme des particules :

Les sols de granulométrie uniforme et constitués de particules arrondies sont les plus sensibles à la liquéfaction. Pendant de nombreuses années, seuls les sables ont été considérés comme sensibles à la liquéfaction (Kramer, 1996). Il est maintenant reconnu que la liquéfaction peut se produire pour une gamme de types de sols plus large. La liquéfaction des limons non plastiques a été observée au cours de plusieurs séismes (Ishihara, 1984) et (1985) mais la base de données de ces observations reste petite par rapport à celle des sables limoneux. Les argiles ne se liquéfient pas facilement, bien que certaines argiles puissent présenter un comportement de ramollissement proche de celui des sols liquéfiables à certains égards. L'état du sol affecte également sa susceptibilité à la liquéfaction. Cet état est défini par la densité relative du sol et sa contrainte effective de consolidation. a susceptibilité à la liquéfaction est en fait liée au réarrangement des particules :

Les sols meubles à comportement de retrait favorisent la réalisation des conditions de liquéfaction. les sables denses à comportement dilatant, sous l'effet des sollicitations, peuvent regagner une certaine résistance et diminuer la pression interstitielle sans atteindre la liquéfaction.

## 1.8. PRINCIPALES METHODES EXISTANTES DE QAUNTIFICATION DU RISQUE DU LIQUEFACTION

Différentes approches ont été proposées pour l'évaluation du risque de liquéfaction des sols soumis à des sollicitations sismiques et un certain nombre de modèles constitutifs ont été développés pour simuler la liquéfaction des sols. cela va des méthodes simplifiées à des méthodes plus complexes impliquant des calculs en contraintes effectives. On peut distinguer :

- Approches simplifiées d'évaluation du potentiel de liquéfaction en contraintes totales ou bien en déformations ; ces approches prédisent la possibilité de déclenchement de la liquéfaction sans fournir d'information sur l'évolution des pressions interstitielles ;

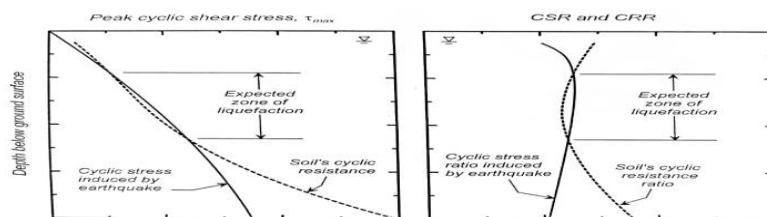
- Méthodes empiriques construites en contraintes effectives visant à traduire les mécanismes fondamentaux provoquant le phénomène de liquéfaction (Habib et Luong (1978) ; Ishihara (1980) ; Martin et al. (1975) ; Iai (1990);Ghaboussi (1982));

- Méthodes élastoplastiques qui permettent l'étude du comportement des sols sous chargement cyclique y compris le phénomène de liquéfaction : Hujeux (1985) ; Cambou (1987) ; Yang et al. (2003) ;

- Méthodes spécifiques comme le modèle énergétique de Nemmat-Nasser-Shokoh (1977) et les modèles probabilistes (Liao et al. (1988)). dans la suite, on va présenter les approches simplifiées utilisées couramment dans l'ingénierie (NCEER) et les modèles construits en contraintes effectives (Ishihara (1980); Iai (1990)), notamment le modèle de Martin et al. (1975) et les modèles élasto-plastiques (Hujeux, 1985).

### 1.9. APPROCHE SIMPLIFIEE EN CONTRAINTES TOTALES

Les méthodes simplifiées consistent uniquement à prédire si la liquéfaction se produira ou non et à estimer à partir d'abaques empiriques (Ishihara et Yoshimine (1992), les tassements sismo-induits. la procédure la plus documentée et la plus couramment utilisée pour évaluer le potentiel de liquéfaction est celle de la contrainte cyclique. Cette méthode compare le chargement cyclique de cisaillement imposé sur le sol par le séisme (C.S.R) et la Résistance du sol à la liquéfaction caractérisée en termes de contraintes de cisaillement cycliques (C.R.R), comme illustré en Figure suivante :



**Figure 1.7:**La zone de liquéfaction est déterminée en comparant la contrainte cyclique

La liquéfaction est possible dans les zones où la contrainte de cisaillement cyclique induite par le séisme, calculée comme indiqué plus bas, dépasse la résistance cyclique du sol. La détermination de la résistance du sol peut s'envisager à partir d'essais de laboratoire ou d'essais in-situ. Des essais mécaniques de laboratoire peuvent être réalisés pour évaluer cette résistance aux séismes. Il s'agit en particulier d'essais

triaxiaux cycliques pilotés en contrainte ou de cisaillement par torsion qui peuvent être réalisés sur une grande variété de matériaux (sables, limons ou argiles) (Javelaud, 2016) ils nécessitent toutefois des échantillons intacts difficiles à obtenir et très coûteux (Idriss et Boulanger, 2008). Par conséquent, un mode de détermination de la C.R.R basé sur les essais in-situ a été recherché. Les essais les plus couramment réalisés sont les essais au pénétromètre statique (CPT) ou de pénétration au carottier (SPT), couplés à des prélèvements de matériaux pour réaliser des essais de laboratoire le cas échéant (Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001) ;Pecker, A. (1984) ;(Javelaud, E. (2016). Des relations semi-empiriques ont été développées entre la C.R.R et les valeurs de SPT du sol sur la base d'études de cas historiques dans lesquels on a des preuves de liquéfaction ou de non liquéfaction.

La résistance à la liquéfaction peut également être déterminée par corrélation avec les résultats d'autres tests in-situ tels que les tests de vitesse de l'onde de cisaillement. Ces approches empiriques supplémentaires ne seront pas examinées en détail dans notre étude ; leurs techniques sont présentées sous forme concise par Youd et al. (2001) (Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001) qui fournissent également des références à des descriptions plus détaillées.

## 1.10. FACTEURS INFLUENCANT LA RESISTANCE A LA LIQUIFICATION

Les facteurs influençant la résistance à la liquéfaction seront présentés en bref dans la section qui suit. Ils ont été regroupés selon quatre catégories soit : la nature du sol, l'état du sol, l'environnement et la nature de la sollicitation.

### 1.10.1 Nature du sol :

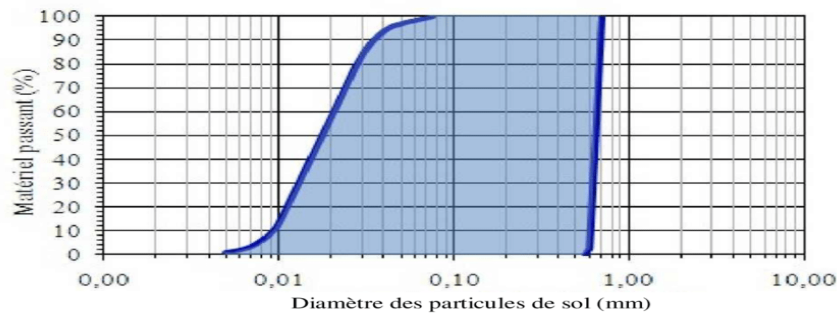
Le comportement des sols durant la liquéfaction varie en fonction de leur composition, géologie et historique. Wang (1979) a proposé une méthode basée sur quatre critères qui permet une identification rapide des sols pouvant subir une liquéfaction en fonction de la nature du sol, ces critères nommés «Chinesecriteria », sont illustrés comme suit :

**Tableau 1.1** : critères de «Chinese criteria»

Contenu en particules argileuses ( $\leq 5 \mu\text{m}$ )	$\leq 15 \%$
Limite de liquidité ( $LL = W_L$ )	$\leq 35 \%$
Teneur en eau naturelle ( $W_N$ )	$\geq 0.9 LL$ (implique condition saturée)
Indice de liquidité ( $I_L$ )	$\leq 0.75$

### 1.10.2. La granulométrie

Une granulométrie peu étalée augmente généralement l'indice des vides et par conséquent, augmente le potentiel de liquéfaction, sur la figure (1.14), on présente le fuseau granulométrique pour les sols susceptibles à la liquéfaction proposé par Hunt (1986) :



**Figure 1.8:**Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (Hunt, 1986)

### 1.10.3 Pourcentage des fines

Les effets du pourcentage des fines sur la liquéfaction ou la résistance au cisaillement des sols sableux ont été largement étudiés, des corrélations empiriques présentées par (Seed et al. (1985)) basées sur des études in situ montrent que la présence de fines augmente la résistance à la liquéfaction, ces résultats ont été confirmés par des études réalisées récemment basées sur des essais in situ et aux laboratoires telle que (Ghahremani et Ghalandarzadeh, 2006;Cubrinovski et al. 2010;Thevanayagam, 1998; Amini and Qi, 2000; Muley et al. 2012).

### 1.11. État du sol et des contraintes

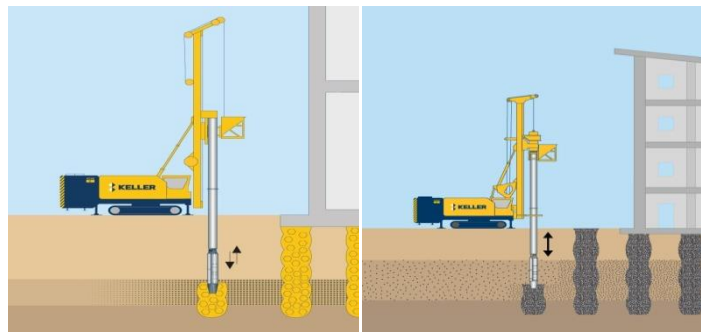
Il est bien connu qu'une augmentation de la contrainte effective verticale diminue le rapport de résistance cyclique au cisaillement nécessaire pour provoquer la liquéfaction et augmente le potentiel de liquéfaction. Mulilis et al. (1975), Hynes et Olsen (1998) et Boulanger (2003) ont indiqué que le rapport de résistance cyclique pourrait diminuer légèrement avec l'augmentation de la pression de confinement effective. Et Ils se sont entendu que plusieurs facteurs tels que la méthode de dépôt, l'histoire des contraintes et la densité peuvent affecter l'influence de la pression de confinement effective sur le CRR

### 1.12. Nature de la sollicitation sismique

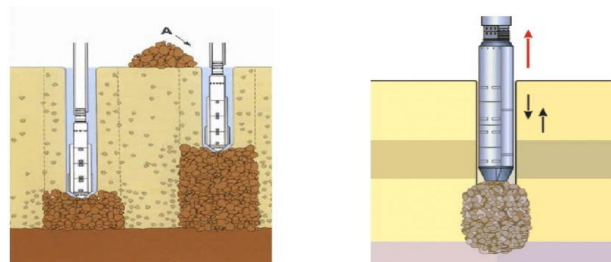
Seed et al. (1977) et Unjoh (2012), ont montré dans leurs travaux que l'accélération sismique, la durée, le nombre de cycles et la fréquence d'oscillation du tremblement de terre sont des facteurs qui conditionnent l'impact qu'aura un séisme sur la liquéfaction des sols sableux saturés. De plus, le type de sol peut affecter le signal sismique par amplification ou atténuation.

### 1.13. METHODE D'AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES DE SOL 1.13.1 colonnes-ballastées

Cette technique consiste en la réalisation de colonnes en gravier ou ballast avec un vibreur pour renforcer tous les sols dans la zone de traitement et densifier les sols granulaires environnants et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques.

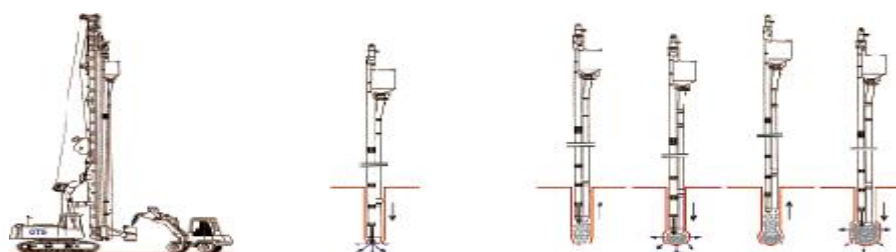


**Figure 1.9:**Technique de colonnes ballastées.



**Figure 1.10:**Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.

La machine spécialisée est auto foncée avec un lançage à l'eau pour aider la pénétration sous l'effet du poids propre de vibreur. Le sol est déplacé suite au processus d'injection de l'eau, et les particules solides se déplacent à la surface par l'eau durant la réalisation du forage. Une fois le forage atteint la profondeur désirée, le vibreur sera remonté, et le matériau d'apport est incorporé gravitairement dans le forage. Un compactage du ballast est ensuite achevé par ré-pénétration du vibreur par passes successives de l'ordre de 0.3 à 1.2 m. Un processus qui amène à un déplacement latéral du ballast sur les bords du forage, et par conséquent une expansion de la colonne ces étapes seront répétées jusqu'à la fin de l'installation de la colonne. Cette dernière sera finie avec un diamètre de 0.8 à 1.2 m. Plus que le sol en place est compressible, plus que l'expansion de la colonne sera significative.



**Figure 1.11:**Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.

Dans cette méthode, la pénétration à la profondeur requise est effectuée par auto-fonçage du vibreur directement dans le sol par refoulement latérale. Le forage est réalisé sous la pression d'air pour aider la pénétration du vibreur sous l'effet de son poids propre et des vibrations profondes. Aucune particule solide ne sera déplacée, et la réalisation du forage sera par vibro-refoulement. Le ballast est incorporé par une

benne à la tête du forage. Une expansion latérale résulte suite compactage de la colonne, et cette dernière atteint un diamètre maximal de l'ordre de 0.6 m (moins que celle obtenue par installation par voie humide).

### 1.13.2 Domaine d'application

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

### 1.13.3 Principe de réalisation

Le fonçage du vibreur dans le sol s'effectue par l'injection de l'eau ou de l'air et parfois les deux (cas assez rare).

Il y a deux procédés de mises en œuvre :

- **Par voie humide(vibro- substitution)**, On utilise le lançage à l'eau :

- On réalise un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée.

- Après on remonte le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber,

- Finalement on Compacte le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

- **Par voie sèche(vibro-refoulement)**, On utilise le lançage à l'air :

- Auto foncer le vibreur directement dans le sol par renflement jusqu'à la profondeur désigné.

- On remonte progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionner par chargeur dans une benne couissant le long du mât ;

-Compacte le ballast par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'à finition de la colonne.

Le choix d'outil dépend :

- La nature et de l'état de saturation du sol.

- Le but recherché.

- Les caractéristiques des matériaux d'apport.

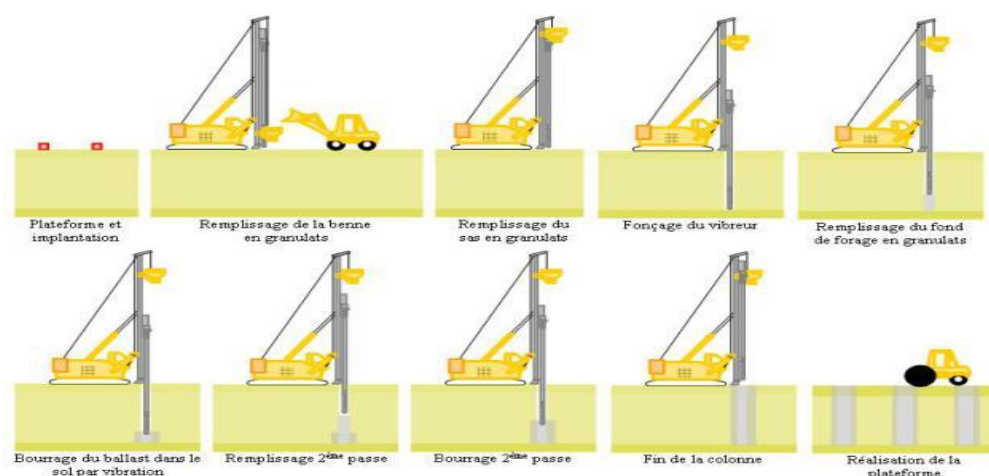


Figure 1.17: Principe de réalisation



### 1.13.4 Les avantages

Une méthode polyvalente d'amélioration du sol qui peut être adaptée à une grande variété de conditions de sol et de fondations :

- Offre une solution économique pour le renforcement de sols.
- Peut être réalisé sur des profondeurs importantes.
- Exécution rapide permettant la réalisation des fondations immédiatement après.
- Le renforcement des sols permet la réalisation de fondations superficielles.
- Respectueux de l'environnement car il utilise des matériaux naturels sans liants.
- Chantier propre occasionnant peu de déblais.

### 1.14. vibro-compactage

Une technique d'amélioration du sol qui densifie les sols granuleux sans cohésion. C'est une technique développée par (Keller 1939) .Le traitement par vibro-compactage nécessite le respect de procédures spécifiques, ainsi qu'une connaissance extensive sur le matériel utilisé, ainsi que des risques d'exécution (Sécurité, qualité, et environnement). Cette technique de Vibro-compactation ou Vibro-flottation est utilisée dans les sols granuleux composés de fines particules. On utilise la Vibrolance pour produire des vibrations latérales qui réorganisent les particules de sols non cohésifs en un état plus dense. L'action de la vibration, permet de réduire les forces inter-granulaires entre les particules de sol, leur permettant de se déplacer dans une configuration plus compacte.



**Figure 1.12: LA VIBROFLOTTATION**

Dès 1939, des profondeurs de traitement de 35 m ont été atteintes. Entre-temps, Keller a réalisé du vibro-compactage à des profondeurs de plus de 50 m présenté dans la figure 1.18.



**Figure 1.13:vibro-compactage a 50m (keller)**

### 1.14.2 Domain 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.

### 1.14.3 Matériel utilisé

L'atelier complet se compose :

- D'une grue ;
- D'un groupe électrogène : 300KVA / 440V / 60Hz ;
- D'une citerne afin de stocker le fioul nécessaire au groupe électrogène ;
- D'une pompe de lançage de 100 m<sup>3</sup>/h sous 1,2 MPa pour le lançage d'eau ;
- Un vibreur de remplacement, pour assurer la continuité des travaux.

### 1.14.4 Mode Opérateur

Le vibreur utilisé est un vibreur de type V23. Il est composé d'une masse vibrante tournant autour d'un axe excentré de l'axe du rotor auquel elle est liée. C'est cette excentricité qui entraîne des oscillations de la masse. Les paramètres auxquels on s'intéressera pour caractériser les vibrations sont : L'amplitude maximale des oscillations, la fréquence, et la force excentrique mobilisée. La partie située au-dessus de la masse est constitué d'un contrepoids permettant la stabilité du vibreur. Un joint antivibratoire empêche les vibrations de se propager dans les tubes allongés (5,7m de longueur), élément additionnels, mis bout à bout, qui servent à atteindre la profondeur souhaitée. L'extrémité de dernier tube est suspendue à une grue dont les caractéristiques sont en fonction du poids du matériel utilisé, donc de la profondeur. Le lançage en eau/air, nécessaire au forage et à la densification, est fait moyennant des tubes installés le long des tubes allongés. On parle de jets latéraux de lançage. Le même principe existe au nez du vibreur qui permet un lançage en sa pointe, celui-ci est fréquemment utilisé lors de la phase de forage et stoppé lors de la phase de compactage.

### 1.14.5. Les phases de traitement par Vibro-compactage

. **PENETRATION** : La vibrolance pénètre dans sol grâce à l'effet combiné des vibrations générées par le vibreur et du poids de la vibrolance. La pénétration est souvent assistée par un lançage à l'eau situé à la pointe de la vibrolance. L'eau réduit le frottement de la vibrolance avec les grains du sol et facilite la pénétration.

. **COMPACTION** : Une fois la profondeur atteinte, la vibrolance effectue la compaction en commençant par le bas et en remontant par paliers successifs. Les vibrations radiales de la vibrolance agitent les particules et les réorganisent pour densifier le sol. Le lançage latéral à l'eau peut être utilisé pour faciliter l'extraction de la vibrolance lorsque la profondeur de traitement dépasse 20 m.

. **REMBLAYAGE** : Comme le sol est compacté, le niveau de la surface du sol diminue et un cône se crée autour du point d'insertion de la vibrolance. Ce cône est remblayé avec des matériaux d'apport ou avec du

sol in-situ pour niveler le sol.les étapes de compaction et de remblayage sont répétées jusqu'à ce que la vibrolance atteigne la surface du sol et qu'elle soit entièrement extraite.

**. SOL COMPACTÉ(Finition) :** Lorsque la vibrolance atteint la surface, le sol a été compacté radialement sur toute la profondeur de traitement pour former un cylindre de sol plus dense .la vibrolance recommencera le traitement au prochain point d'insertion suivant le maillage prédéterminé. Cette procédure sera répétée sur toute la surface à traiter la compaction peut entrainer u tassement du sol jusqu'à 10% de la hauteur traitée.

#### **1.14.6. L'instrumentation Vibcorder**

Les Vibrolances pour la Vibrocompaction peuvent également être équipées du système d'instrumentation Vibcorder. leVibcorder est un système de surveillance recommandé pour toutes les Vibrolances et les porteurs pour colonnes ballastées.il surveille en temps réel une variété de paramètres de fonctionnement permettant d'être en conformité aux exigences du chantier.



**Figure 1.14:**Vibcorder et Vibrolance

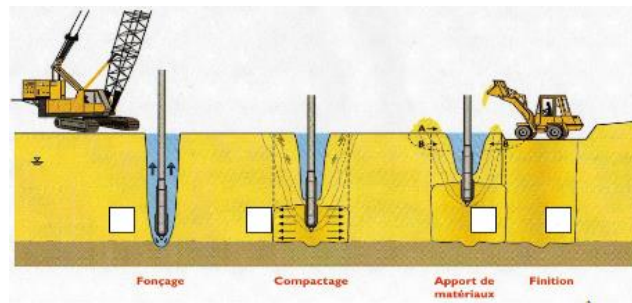
#### **1.14.7. Les avantages**

Le système Vibcorder Monitoring permet d'afficher des informations suivantes en temps réel :

- Compactage du sol, à travers la lecture de la pression de la Vibrolance ;
- Profondeur de la Vibrolance (en mètres) ;
- Verticalité de la Vibrolance.

#### **1.14.8. Objectifs de traitement par vibro-compactage**

- Diminuer, par un réarrangement optimal des grains su 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.



**Figure 1.21** : Procédure de traitement par vibro-compaction

- . **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 lancement. Le débit d'eau est alors diminué.
- . **Compactage** : Le vibro-compaction 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.
- . **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
- . **Finition** : Après traitement, la plate-forme est réglée et décompactée à l'aide d'un rouleau vibrant. Le traitement des sols par vibro-compaction 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 :

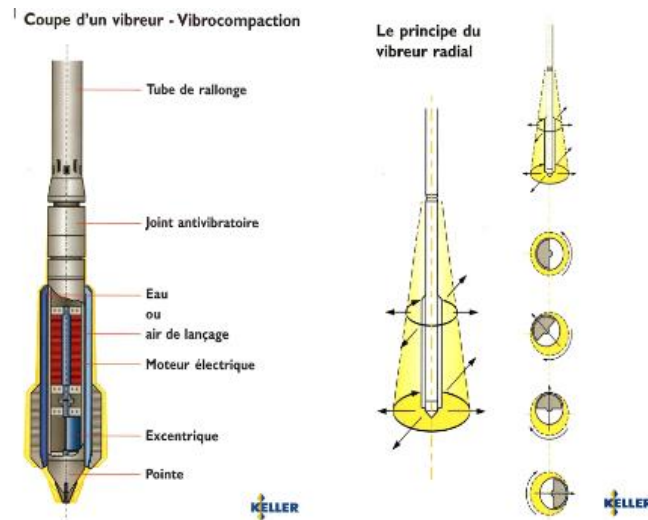
- D'augmenter la compacité des alluvions sous l'ouvrage pour obtenir une contrainte réglementaire proche de la contrainte apportée par l'ouvrage.
- De réduire les tassements.
- De diminuer le coefficient de perméabilité des sables sous le tapis et le noyau d'argile.



**Figure 1.22** : Remplissage de l'affaissement conique par un matériau d'apport



**Figure 1.23 :** Le cône d'affaissement autour de vibreur



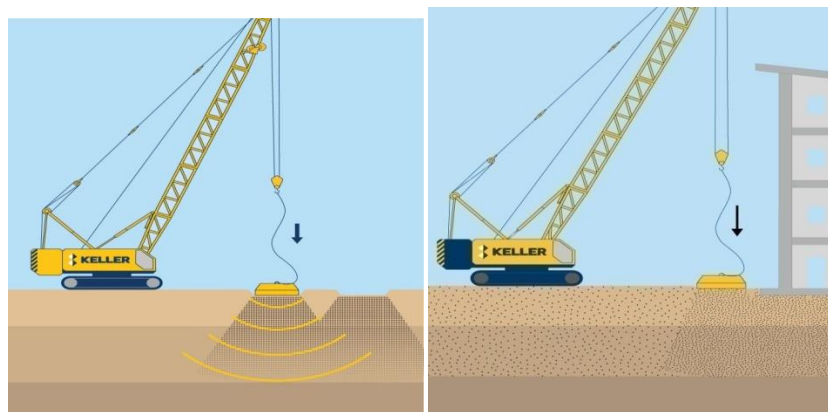
**Figure 1.15:** Composantes du vibreur et principe de fonctionnement de l'excentrique (keller)

### 1.14.9. Les inconvénients de (vibro-flottation)

- L'Intervention d'engins lourds (incompatible avec la plupart des zones urbaines).
- Il est 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).

### 1.15. Le compactage dynamique

Consiste à laisser tomber une masse de plusieurs tonnes à l'aide d'une grue selon un maillage prédéfini pour améliorer les sols naturels et les remblais



**Figure 1.16:** méthode de compactage dynamique

#### 1.15.1 Utilisations

Diminuer le potentiel de liquéfaction

### **1.15.2 Principe de réalisation**

Le compactage dynamique est un procédé d'amélioration du sol qui densifie les sols en place et les remblais à l'aide d'une masse. Le sol est soumis à un pilonnage de surface répété à l'aide d'une masse d'acier ou de béton. En général, la masse pèse entre 5 et 10 tonnes, et est lâchée gravitairement à plus de 10 mètres de hauteur. Elle est lâchée plusieurs fois sur un quadrillage qui recouvre le site pour réaliser une première passe. Deux ou trois passes de compactage peuvent ensuite être nécessaires par site, selon le type et l'état du sol. Les empreintes formées après chaque passage de compactage sont remplies de matériau granulaire.

### **1.15.3. Les Avantages**

- Faire compacté d'une large gamme de sol (compris des remblais à blocs).
- L'Augmentation de la capacité portante.
- La réduction des tassements.
- Les sols en place et les remblais compactés ont une densité, un angle de frottement et une rigidité accrues.
- Peut améliorer les conditions du sol sur les sites de manière à permettre la réalisation de fondations superficielles.
- L'évacuation des remblais compressibles et contaminés peut être évitée.

### **1.16. CONCLUSION**

Dans ce chapitre nous avons présenté l'essentiel qui existe dans la littérature sur le phénomène de la liquéfaction des sols. A travers cette recherche bibliographique la définition et l'explication du phénomène ont été présentées, ainsi les paramètres influençant la liquéfaction et les effets induits par ce phénomène. Ensuite les principales approches qui permettent l'évaluation du potentiel de liquéfaction ont été exposées brièvement. Finalement quelques techniques de traitement des sols liquéfiables ont été présentées.

Dans le chapitre suivant on présentera en détail la procédure simplifiée pour l'évaluation de potentiel de liquéfaction.

**Chapitre 2**  
**Les essais in-situ**  
**(CPT-SPT)**

## 2. La liquéfaction

### 2.1. Introduction à la liquéfaction

La liquéfaction se résumer à une génération de pression interstitielle suite à un chargement (dynamique ou statique) d'un sol pulvérulent saturé, contractant et présentant une capacité de drainage insuffisante. Cette augmentation de pression interstitielle provoque alors une diminution des contraintes effectives en accord avec l'expression suivante (proposée par Terzaghi)

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

**Avec :**

$\sigma'$  = contrainte effective [kPa]

$\sigma$  = contrainte totale [kPa]

$u$  = pression interstitielle [kPa]

La liquéfaction peut produire lorsque les contraintes effectives deviennent nulles, engendrant des déformations importantes suite à des contraintes de cisaillement appliquées supérieures à la résistance du sol. Le sol se comporte alors comme un fluide ayant la densité du sol saturé. En effet, les mécanismes de génération de pression interstitielle dépendent de nombreux facteurs incluant le type de sol étudié et le comportement qui lui est propre face aux sollicitations extérieures.

### 2.2. Présentation de quelques essais in situ

Plusieurs essais in situ définissent la stratigraphie et permettent d'obtenir des mesures directes des propriétés des sols et de leurs paramètres géotechniques en conditions réelles. Les essais les plus courants sont : l'essai de pénétration standard (SPT), les essais de pénétration quasi statique et dynamique au cône (CPT, PD ou CPTU), l'essai de Dilatomètre de Marchetti (DMT) et les essais de mesures de la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ). Chaque essai applique différents modes de chargement afin de mesurer la réponse du sol. Certains essais, comme le SPT nécessitent la réalisation de forages, d'autres comme le CPT et DMT sont réalisés par enfoncement direct des instruments dans le sol. Quel que soit le type d'essai utilisé, chacun a ses avantages et ses inconvénients d'utilisation.

#### 2.2.1. L'essai SPT

Cet essai est réalisé durant l'avancement du forage dans le sol pour obtenir des mesures approximatives de la résistance dynamique du sol avec la récupération d'échantillon de sol remanié dans une éprouvette. Le principe de l'essai consiste à battre un carottier par un mouton de 63,5 kg dans le sol et à compter le nombre de coups ( $N$ ) nécessaire pour enfoncer la sonde de 30 cm. La plupart des corrélations empiriques développées à partir de cet essai reposent sur l'hypothèse que ce sont l'indice de densité ( $I_d$ ) et la contrainte de consolidation ( $\sigma_c$ ) qui conditionne le paramètre  $N$  et le risque de liquéfaction (Seed et al. 1977, 1983).



### 2.2.2. L'essai au CPT et PD ou CPTU

C'est peut-être les essais les plus populaires parmi les autres à cause de la rapidité de leur exécution, ce sont des essais économiques et procurent un profil continu de la géo stratigraphie et de l'évaluation des propriétés du sol. L'essai CPT consiste à enfoncer une pointe conique à vitesse constante (20 mm/s) dans le sol et à mesurer la résistance en pointe  $q_c$  et le frottement latéral  $f_s$ , au cours du fonçage. L'essai au PD a en plus une sonde à mesurer la pression interstitielle. Bien que le nombre des essais réalisés sur site soit encore moins important que pour le SPT, ces essais sont plus reproductibles et donc plus fiables que ceux réalisés par le SPT. Leur utilisation s'étend aux argiles et aux sables denses, alors qu'ils ne sont pas recommandés pour les graviers. Ces essais ne procurent pas d'échantillons. (T,Boulahia, 2021)

### 2.2.3. Essai au DMT

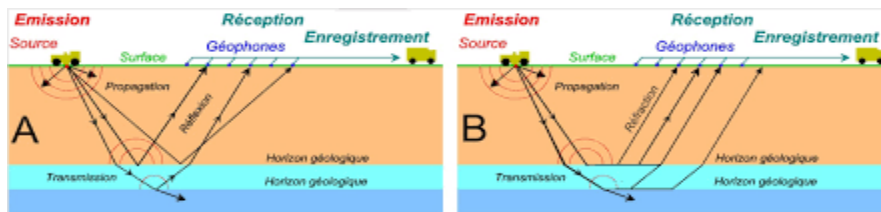
Le dilatomètre de Marchetti utilise des mesures de pression en provenance d'une lame en inox enfoncée verticalement dans le sol à 200 mm d'intervalle de profondeur. La vitesse d'enfoncement était de l'ordre de 20 mm/s. Le principe repose sur le gonflement d'une membrane placée dans la lame par l'intermédiaire d'un gaz (nitrogène). Deux mesures sont enregistrées : la première au moment du contact de la membrane avec le sol, notée  $p_0$  et la deuxième après un déplacement du centre de la membrane de 1,1 mm dans le sol. À partir de ces deux mesures, trois indices sont calculés pour obtenir une stratigraphie du sol, des estimations des contraintes latérales au repos et du module élastique. Ces indices sont : l'indice du matériau, qui aide à la classification du sol, le module de dilatomètre,  $E$  et l'indice des contraintes horizontales, qui sont liés à la résistance du sol.

### 2.2.4. Essais par les méthodes géophysiques

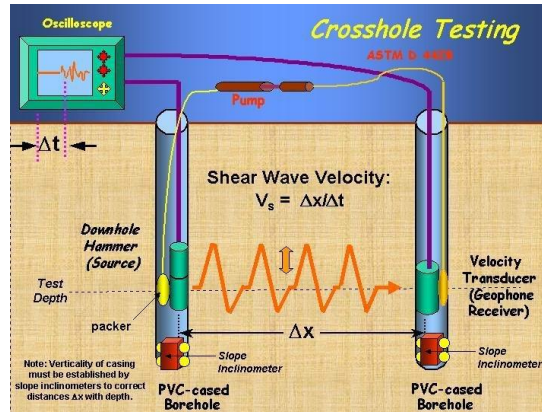
Il existe plusieurs et différents types d'essais géophysiques comme les mesures des ondes mécaniques (sondages de réfraction sismique (SR), essai de (cross-hole), essai de (down-hole)), et les essais d'analyse spectrale des ondes de surface (SASW). Les ondes mécaniques sont utiles quant à la détermination des propriétés élastiques du sol, particulièrement le module de cisaillement. Ces techniques utilisent la propagation des ondes à leurs vitesses caractéristiques pour déterminer les différents types de couches, la rigidité élastique et les coefficients d'amortissement des sols. ces essais sont réalisés à un niveau de déformation de l'ordre de  $10^{-5}$ .

Les quatre formes d'ondes générées dans le sol sont : les ondes de compression (ondes P), les ondes de cisaillement (ondes S), les ondes Rayleigh (ondes R) et les ondes Love (ondes L). Ce sont plutôt les ondes P et S à qui Nous intéresse puisqu'elles sont directement reliées aux modules élastiques du sol.

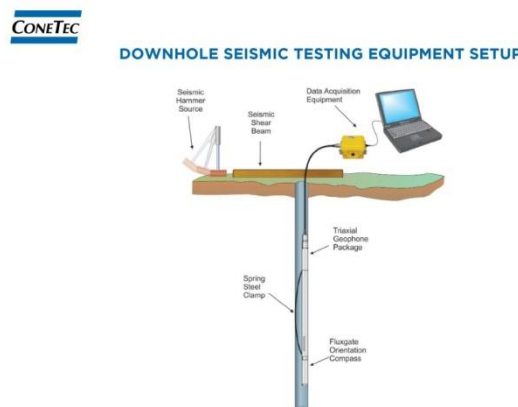
Les Figures (2.1) et (2.2) et (2.3) présenteront les essais par les méthodes géophysiques :



**Figure 2.2:** les essais de sondages de réfraction sismique (SR)



**Figure 2.2 :** l'essai de (cross-hole)



**Figure 2.3:** l'essai de (down-hole)

Le but des essais géotechniques in situ est la reconnaissance des sols destinés à recevoir des projets de construction. Ils permettent d'obtenir en place les informations sur l'état du sol, telle que préciser l'organisation des différentes couches et de relever les paramètres mécaniques à leur attribuer a fin dépasser au calcul des ouvrages.

### 2.3. Essai de pénétration statique (Cône pénétration test-CPT)

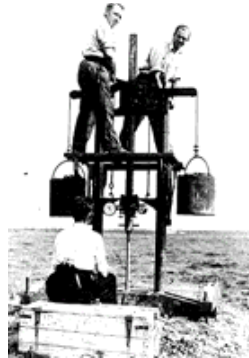
L'essai de pénétration au cône (CPT) est une méthode parmi les essais in-situ utilisée pour déterminer les propriétés géotechniques et délimiter la lithologie du sol. Cet essai statique s'applique à tous les sols (fins et grenus) dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm. Il consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique une pointe terminée par un cône. Un dispositif particulier permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement

latéral mobilisé sur une longueur donnée (Pecker et Prevost, 2001).

La figure 2.4 présente le première Test de Pénétrromètre statique ou Pays-Bas en 1931.



**Figure 2.4 :**Test Pénétrromètre statique (1931 Pays-Bas)

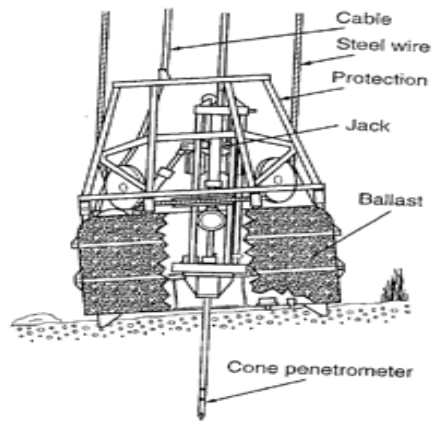


**Figure 2.5 :**Pénétrromètre statique lourd (1936)

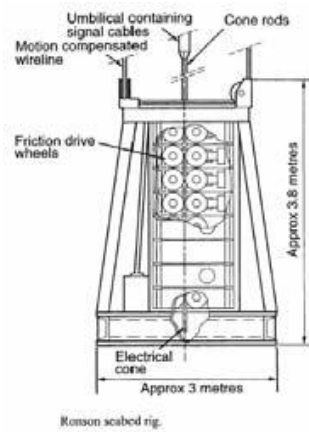
**Figure 2.6 :** Premier essai de la pénétration sur l'eau par (Huizinga en 1937)



**Figure 2.7 :** Vérin monté sur remorque lourd en 1948



**Figure 2.8:** Vérin télécommandé submersible pour offshore (Zuidberg en 1970)



**Figure 2.9:** Pénétration sans interruption ROSON (Van de Berg 1983)



**Figure 2.10 :** Camion-chevillard (Van den Berg, 1990)

### 2.3.1. Le Facteur de sécurité $F_s$

On respecte un certain nombre de condition et on fixe notamment la vitesse de pénétration dans le terrain

égale à 2cm/s. Les pénétromètres normalisés diffèrent par le mode de mesure de la résistance de pointe et par les modalités de fonçage de l'appareil. Tous les types des ondes sont utilisés selon les terrains et selon les nécessités des études : piézocone, pointe électrique, pointe mécanique .l'évaluation de potentiel de liquéfaction consiste à déterminer un facteur de sécurité vis-à-vis la liquéfaction défini par la comparaison entre le rapport de résistance cyclique (CRR) et le rapport de contrainte cyclique générée par le séisme (CSR)

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.2)$$

Si  $F_s > 1$ , le sol n'est pas susceptible à la liquéfaction.

Si  $F_s < 1$ , il y a un risque de liquéfaction.

### 2.3.2. Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR)

Une colonne du sol à une largeur et une longueur unitaires et se déplace horizontalement comme un corps rigide sous l'effet d'un tremblement de terre, En appliquant l'équation fondamental de la dynamique, La force horizontale maximale agissant sur la colonne de sol est donnée par :

$$F = m \times a_{max} = \left(\frac{W}{g}\right) \times a_{max} = \left(\frac{\gamma \cdot z}{g}\right) \times a_{max} = \sigma_{v0} \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \quad (2.3)$$

Avec :

**F** : la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol en (kN).

**m** : la masse totale de la colonne (Kg).

**W** : le poids total de la colonne du sol en (kN). T

**$\gamma$**  : Le poids volumique total de la colonne du sol en (kN /m<sup>3</sup>).

**z** : la profondeur de la colonne du sol.

**$a_{max}$**  : L'accélération maximale induite par le tremblement de terre en (m/s<sup>2</sup>).

**$\sigma_{v0}$**  : La contrainte verticale totale égale à  $z \gamma$  exprimée en (kPa).

**a** : L'accélération, qui dans ce cas est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol causé par le tremblement de terre ( $a_{max}=a$ ) en (m/s<sup>2</sup>).

En divisant les deux membres de l'équation (2.3) par la contrainte effective verticale, on aura :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \quad (2.4)$$

Étant donné que la colonne du sol n'agit pas comme un corps rigide pendant le séisme, mais plutôt comme un corps déformable, Seed et Idriss (1971) ont introduit un facteur de réduction de profondeur  $r_d$  dans le membre droit de l'équation donné par :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) r_d \quad (2.5)$$

La force de cisaillement maximale  $F$  pour la colonne de sol est :

$$\tau_{max} = F = \sigma_{v0} \times \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \quad (2.6)$$

En 1975 (Seed et al), ont converti le diagramme irrégulier des contraintes de cisaillement engendrées par le séisme en une série équivalente de cycles de contraintes uniformes à 2/3 de la sollicitation sismique maximale.

La contrainte de cisaillement cyclique uniforme équivalente engendrée par un séisme :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \times \tau_{max} \quad (2.7)$$

Et enfin, le rapport de contrainte cyclique (CSR) pour un séisme de magnitude  $M_w=7,5$  à une profondeur donnée est approximé par l'expression suivante :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \times r_d \quad (2.8)$$

Avec :

$\tau_{cyc}$  : Contrainte de cisaillement cyclique.

$a_{max}$  : est l'amplitude maximale de l'accélération horizontale au niveau de la surface du sol.

$\sigma_{v0}$  et  $\sigma'_{v0}$  : sont les contraintes verticales totale et effective des sols sus-jacents.

$r_d$  : est un coefficient réducteur des contraintes avec la profondeur.

$g$  : constante gravitationnelle (m/s<sup>2</sup>).

### 2.3.3. Coefficient réducteur des contraintes

Un facteur de réduction des contraintes  $r_d$  doit être incorporé dans l'équation (2.7) pour devenir comme suit :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \times \tau_{max} r_d \quad (2.9)$$

Blake (1999) (cités par Youd et al) propose une équation pour le calcul de  $r_d$  :

$$r_d = \frac{1 - 0.4113.Z^{0.5} + 0.04052.Z + 0.001753.Z^{1.5}}{1 - 0.4177.Z^{0.5} + 0.05729.Z + 0.006205.Z^{1.5} + 0.001210.Z^2} \quad (2.10)$$

Lia et Whithman (1986) ont proposés les relations suivantes pour calculer le facteur  $r_d$  :

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad \text{pour : } z < 9.15m \quad (2.11)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{pour : } 9.15m < z < 20m \quad (2.12)$$

Où :  $z$  est la profondeur du sol en mètre (m).

Youd et Idriss (2001) :

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad z < 9.15 m \quad (2.13)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15 < z \leq 23m \quad (2.14)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008z \quad 23 < z \leq 30m \quad (2.15)$$

$$r_d = 0.5 \quad z > 30 m \quad (2.16)$$

Idriss (1999) a proposé les expressions suivantes :

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z) \times M_w) \quad (2.17)$$

$$\alpha(z) = -1.01 - 1.126 \sin \left[ \left( \frac{z}{11.73} \right) + 5.133 \right]$$

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

Où  $z$  est la profondeur en mètres et  $\leq 25$  m.

Au japon, Le facteur de réduction de contrainte est simplement pris égal à :

$$r_d = 1 - 0.0015z \quad (2.18)$$

Une autre option est d'assumer un rapport linéaire de  $r_d$  contre la profondeur et en utilisant l'équation suivante (Kayen et al, 1992) :

$$r_d = 1 - 0.0012z \quad (2.19)$$

Le coefficient de réduction de contrainte ( $r_d$ ) est calculé en utilisant l'équation suivante de Goleorkhi (1989) :

$$r_d = \exp \left[ -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) + \left[ 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right] M_w \right] \quad (2.20)$$

Pour  $z > 34$  m

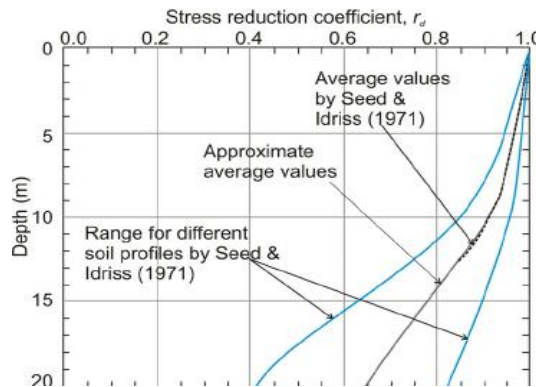
$$r_d = 0.12 \exp(0.22 M_w) \quad (2.21)$$

Avec :  $M_w$  La magnitude du moment

Si on divise les deux côtés de l'équation (2.8) par « $\sigma'_{v0}$ » on trouve L'évaluation du CSR :

$$\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{\tau_{max}}{\sigma_{v0'}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (2.22)$$

La figure 2.11 présente l'abaque de seed et idriss (1971)



**Figure 2.11:** Facteur de réduction de contrainte  $r_d$

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

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (2.23)$$

CSR : rapport des contraintes cycliques.

$\sigma_{v0}$  : La contrainte verticale totale (KPa).

$\sigma'_{v0}$  : La contrainte verticale effective (KPa)

### 2.3.4. Facteur d'échelle d'amplitude :

Une relation entre le nombre significatif de cycles de contraintes  $\eta_{eq}$  et l'amplitude du moment  $M_w$ , peut être exprimée selon l'équation suivante (Seed et al en 1985):

$$\eta_{eq} = 0.0007 M_w^{4.94} \quad (2.24)$$

Plusieurs chercheurs ont étudié la variation des facteurs d'échelle d'amplitude (Ambraseys en 1988 et Arango en 1996 ainsi qu'Andrus et Stokoe en 1997). Des études ont permis l'élaboration des recommandations de NCEER (Youd et Noble en 1997).

En 1999, Idriss a donné un facteur d'échelle d'amplitude révisé à cause d'une réévaluation des données in situ et des essais au laboratoire sur des échantillons congelés.

$$MSF = 31.9 \times M_w^{-1.72} \quad (2.25)$$

### 2.3.5. Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique, CRR :



Le CRR est en fonction des mouvements de tremblement de terre, alors que le rapport de la résistance au cisaillement cyclique (CRR) représente la résistance à la liquéfaction du dépôt de sol. Des bases de données ont été obtenues à partir des investigations réalisées post tremblement in situ et ont été utilisées pour établir des courbes de délimitation. Ces courbes présentent la résistance du sol au chargement cyclique pour un séisme d'amplitude de 7,5 (CRR7.5) en fonction d'un paramètre de résistance normalisée d'un essai in-situ (par exemple,  $((N1)_{60}, V_{s1}, q_{c1} \dots)$ ).

Des données de comportement in situ pour des séismes d'amplitudes différentes de 7,5 sont corrigées aux valeurs de  $CRR_{7.5}$  :

$$C_{RR7.5} = \frac{R_{cs}}{MSF} \quad (2.26)$$

Ces données obtenues in situ sont séparées entre chantiers qui ont ou qui n'ont pas montré des signes de liquéfaction. Une ligne de délimitation, connue sous la notation  $CRR_{7.5}$ , est établie entre les sites liquéfiés et non liquéfiés. En conclusion, l'analyse basée sur l'approche des contraintes cycliques comprend les étapes suivantes :

1. détermination de l'accélération maximale  $a_{max}$  est le moment  $M_w$  pour une étude sismique ;
2. détermination du profil du rapport de contraintes cyclique (CSR) avec la profondeur ou bien par une analyse spécifique du chantier en question (par exemple Idriss et Sun, 1992) ;
3. évaluation des paramètres critique de la résistance des couches à partir des résultats des essais SPT, CPT,  $V_s$ , ou bien DMT;
4. estimation du contenu de fines à partir d'essais de laboratoire ou de corrélations sur chantier ;
5. Détermination du CRR à partir des diagrammes ou des formules simplifiées en fonction des paramètres de résistance obtenus à partir des résultats d'essais in situ et de ceux de laboratoire

### **2.3.6. EVALUATION DU RAPPORT DE RESISTANCE CYCLIQUE "CRR" PAR L'ESSAI C.P.T.**

L'essai de pénétration de cône est normalisé (AFNOR NF P94-113 ,1996) consiste à enfoncer dans le sol un pieu-modèle réduit de 30 à 100 mm de diamètre, par vérinage de manière continu avec une vitesse lente et constante (2 cm par seconde). On mesure directement :

- L'effort de pointe «  $Q_c$  »
- L'effort total d'enfoncement «  $Q_t$  »
- le frottement latéral «  $Q_s$  »

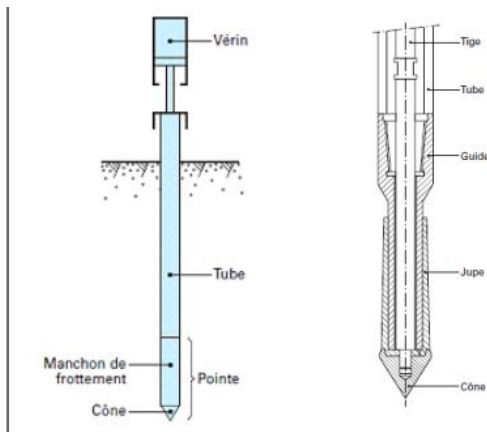
#### **2.3.6.1 Fonçage dans le terrain**

Il est nécessaire de disposer d'une réaction d'au moins 100kN, mais il existe des appareils prévus pour 250kN. Cette réaction est obtenue généralement à l'aide d'un camion lesté. Le camion contient un ordinateur et un tracteur reproduisant en temps réel la courbe de pénétration.

### 2.3.6.2 Mesure de la résistance de pointe

#### -Pointe mécanique

L'effort de pointe est mesuré par l'intermédiaire d'un train de tiges centrale sa l'intérieur d'un tube en poussant sur le cône, la mesure est discontinue



**Figure 2.12 :** Schéma du CPT et de sa pointe mécanique statique GOUDA

#### -Pointe électrique :

L'effort de pointe est mesuré par un Person à jauges de contraintes ou à corde vibrante incorporé à ce point. De point de vue opérationnel, cela implique l'utilisation de tiges de fonçage creuses, à l'intérieur desquelles on doit faire passer le câble électrique conducteur des informations. La mesure est continue.



**Figure 2.13:** Pénétromètre statique (CPT)

Les résultats se représentent comme suit :

**a-Effort total de pénétration  $Q_t$ :**

Force total nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation le train de tiges avec à sa base une pointe terminée par un cône, exprimée en KN. L'effort total est donné pour la profondeur atteinte à la base du cône.

**b-Effort apparent sur le cône  $Q_c$  et résistance apparente à la pénétration du cône  $q_c$ :**

L'effort total apparent sur le cône  $Q_c$  est la force nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc ni vibration, ni rotation, les cônes de pointe pénétrométrique.

La résistance apparente à la pénétration du cône  $q_c$  est obtenue en divisant l'effort apparent  $Q_c$  sur le cône par la surface  $A_c$  de la base du cône:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \text{ (MPa)} \quad (2.27)$$

**c-Effort total de pénétration  $Q_{st}$ :**

Force obtenue par différence entre l'effort total de pénétration du train de tige  $Q_t$  et l'effort total apparent  $Q_c$  sur le seul cône:

$$Q_{st} = Q_t - Q_c \quad (2.28)$$

Ces valeurs sont affectées à la profondeur atteinte par la base du cône.

**d- Effort de frottement latéral local  $Q_s$  et frottement latéral unitaire local  $f_s$ :**

Le frottement latéral unitaire local  $f_s$  est obtenu conventionnelles en divisant la force  $Q_s$  nécessaire à l'enfoncement du manchon de frottement par sa surface latérale  $A_s$

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \text{ (MPa ou KPA)} \quad (2.29)$$

On représente l'évaluation de ces résultats en fonction de la profondeur sur un graphique type PDB :

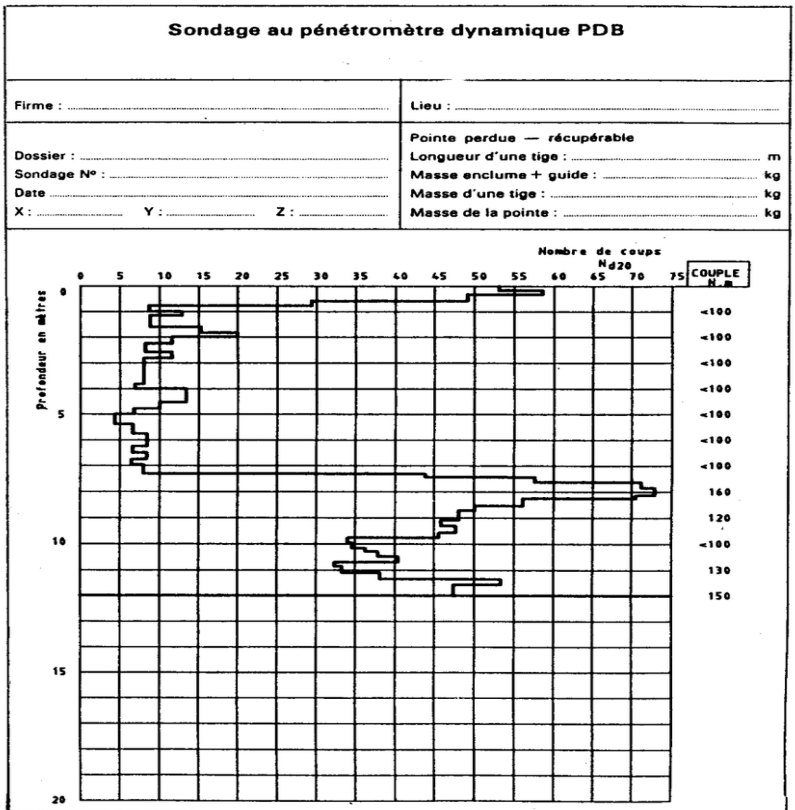


Figure 2.14 : Exemple de Pénétrogramme dynamique

### 2.3.7. METHODES D'EVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI C.P.T :

La résistance de la pointe corrigée est donnée par :

$$q_{c1N} = C_q \times \left(\frac{q_c}{P_a}\right) \quad (2.30)$$

Où :

$C_q$  : Facteur de normalisation de la résistance à la pointe déterminée par l'équation suivant

$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (2.31)$$

(n) exposant varie entre (0.5 et 1.0) dépend des caractéristiques des grains du sol (Olsen, 1997). les limites entre les types de sol peuvent être approximé par des cercles concentriques. le rayon de ces cercles appelé indice de comportement de sol ( $I_c$ ) donné comme suit :

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (2.32)$$

Q : la résistance de pointe normalisée.

F : le taux de frottement normalisé du manchon pénétrométrique.

$$Q = \left[\frac{q_c - \sigma'_{v0}}{P_a}\right] \cdot \left[\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n\right] \quad (2.33)$$

$$F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma'_{v0}}\right] \cdot 100\% \quad (2.34)$$

$f_s$ : Le frottement latéral est mesuré sur le manchon de friction lors de l'essai au C.P.T. les paramètres Q et F sont également utilisés pour classer le sol, à la profondeur étudiée, au moyen d'un diagramme de classification empirique, tel que proposé par Robertson (1990).

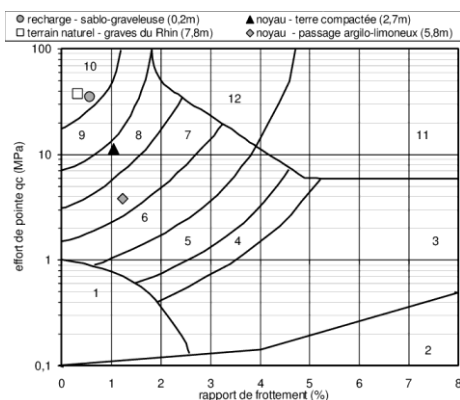


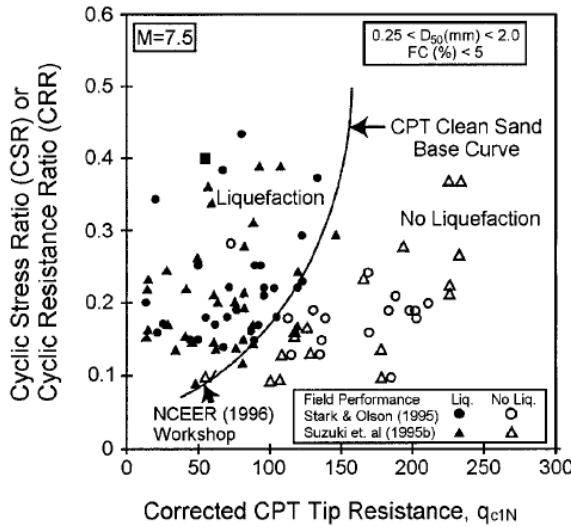
Figure 2.15: Estimation pour classification des sols de (Robertson, 1990)

### 2.3.8 DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE DE ROBERTSON ET WRIDE (1998) :

La méthode de (Wride et Robertson, 1998), est la méthode la plus couramment utilisée pour l'évaluation de la liquéfaction du sol à partir d'essais de pénétration du cône.

Cette méthode est un modèle déterministe, qui exprime le potentiel de liquéfaction en termes de facteur

de sécurité. À plusieurs occasions, il peut être nécessaire d'exprimer le potentiel de liquéfaction en termes de probabilité de liquéfaction. Même si plusieurs modèles probabilistes sont disponibles dans la littérature, l'avantage d'utiliser une version probabiliste de la méthode de Robertson et Wride est que l'ingénieur qui préfère utiliser cette méthode peut obtenir des informations additionnelles sur la probabilité de liquéfaction en fournissant peu d'efforts supplémentaires.



**Figure 2.16 :** Une courbe de Robertson et Wride (1998)

Cette courbe préparée par Robertson et Wride (1998) permet de déterminer le CRR en fonction de la résistance de la pointe normalisée «  $q_{c1N}$  ». Cette courbe a été établie à partir des données de l'histoire compilées à partir de plusieurs enquêtes y compris celles de (Stark et Olsen (1995)) et de (Suzuki et Al (1995)). Idriss(2006)) a suggéré d'effectuer des modifications sur la courbe, alors que la majorité des participants à l'atelier de (National Center for Earthquake Engineering Research) ont soutenu une courbe dans sa position actuelle. Suite à une comparaison des résistances à la liquéfaction sur 19 sites, Gilstarp et Youd (1998) ont conclu que les critères CPT prédisaient l'apparition ou non de la liquéfaction correctement avec une fiabilité de 85%.

Donc les équations suivantes sont données par (Robertson et Wride 1998)

$$CRR = 93 \left( \frac{q_{c1N}cs}{1000} \right)^3 + 0,08 \quad \text{si } 50 \leq (q_{c1N})cs \leq 60 \quad (2.35)$$

$$CRR = 0,833 \left( \frac{q_{c1N}cs}{1000} \right) + 0,05 \quad \text{si } (q_{c1N})cs < 50 \quad (2.36)$$

Avec :

$q_{c1N}cs$ : La résistance à la pénétration normalisée a environ (1atm) exprimée par la relation suivante

:

$$(q_{c1N})cs = K_c * q_{c1N} \quad (2.37)$$

Avec :

$q_{c1N}$ : Résistance à la pointe corrigée.

$K_c$  : Facteur correcteur dépend de ( $I_c$ ) défini par l'équation de Robertson et Wride(1998):

$$K_c = 1 \quad \text{pour } I_c \leq 1.64 \quad (2.38)$$

$$K_c = 0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad \text{Pour } I_c > 1.64 \quad (2.39)$$

### 2.3.9. DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE D'IDRISS ET BOULANGER (2006)

Le CRR selon (Idriss et Boulanger 2006) est exprimé par l'équation suivante :

$$CRR = \exp \left[ \frac{qc1N}{540} + \left( \frac{qc1N}{67} \right)^2 - \left( \frac{qc1N}{80} \right)^3 + \left( \frac{qc1N}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (2.40)$$

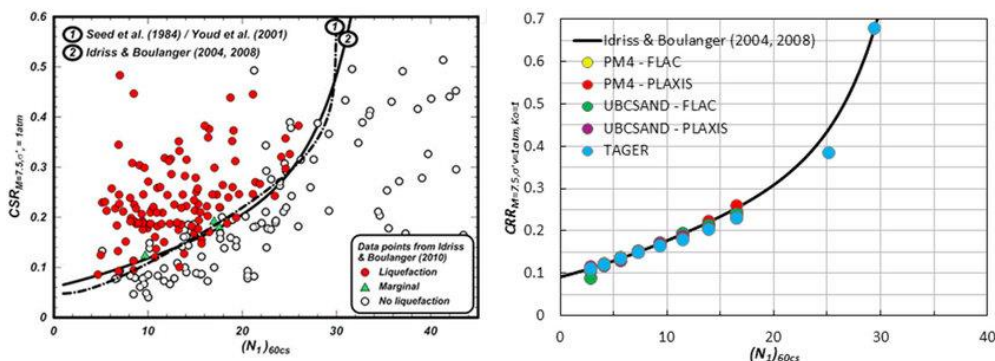


Figure 2.17 : Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour  $M_w = 7.5$  (Idriss et Boulanger ,2006)

### 2.4. L'essai « SPT » Standard Pénétration Test

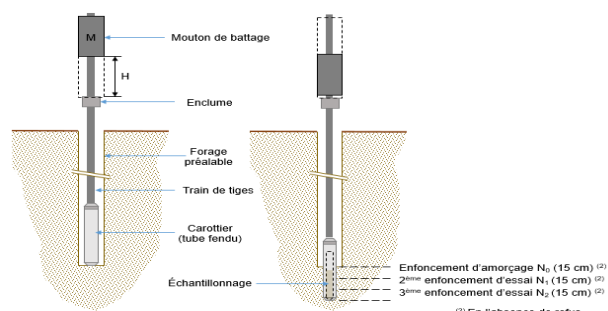
Les premières études visant à quantifier et classer les sols en fonction de leurs sensibilités à liquéfaction ont été faites par Seed qui a développé une méthode reposant sur les résultats acquis au SPT (1979) sur plusieurs sites où la liquéfaction est apparue. La banque des données ainsi constituée 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.

L'essai de pénétration au carottiers s'applique dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20mm. La méthode d'essai Standard Pénétration Test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 15cm). Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incrément (15cm).

#### 2.4.1. L'appareillage de l'essai SPT

L'appareillage est composé d'un équipement de forage et de tenue de la paroi, d'un dispositif de battage, d'un train de tiges, d'un carottier et d'un système de mesures.

La figure 2.18 présente le schéma principale du test de SPT



**Figure 2.18** : schéma de principe de Test SPT

### 2.4.2. Procédure de l'essai SPT

Cette méthode 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 millimètres); Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incréments (150 millimètres). L'incrément 150 millimètres initial est considéré comme une commande d'allocation des places. Les coups exigés pour le deuxième et le troisième incréments 150 millimètres sont montés pour fournir des coups de 300 millimètres. Ce total est mentionné comme le nombre des coups "N" de SPT.

L'essai SPT présente quelques conditions :

- On ne devrait pas utiliser l'essai 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.

### 2.4.3. Résultats

En fonction de la profondeur, on donne l'enfoncement sous le poids mort et le nombre de coups de mouton nécessaire pour chaque intervalle successif de 15 cm (15 cm + 15 cm) ou le refus pour 50 coups de mouton pour l'un ou l'autre des intervalles. On décrit également les sols qui ont été identifiés.

Le nombre de coups de mouton  $N_i$  nécessaire à chaque enfoncement de 15 cm est relevé soit:

- $N_0$ : enfoncement d'amorçage de 0 à 15 cm
- $N_1$ : premier enfoncement d'essai de 15 à 30 cm
- $N_2$ : deuxième enfoncement d'essai de 30 à 45 cm



Le nombre  $N=N_1+ N_2$  est appelé Résistance à la pénétration.

#### 2.4.4. La normalisation des contraintes

La contrainte effective contrôle la résistance et les propriétés de rigidité des sols, des facteurs de normalisation des contraintes sont nécessaires pour relier les paramètres dans une gamme de profondeur.

L'équation générale des paramètres de normalisation des contraintes exprimée comme :

$$M_1 = C_M \times M \quad (2.41)$$

$M_1$  : La mesure in situ normalisée par rapport à une contrainte verticale effective égale à une atmosphère.

(par exemple,  $N_1, q_{c1}, V_{s1}$ ).

$C_M$  : le facteur de correction des contraintes (par exemple,  $C_N, C_q, C_v$ ).

$M$  : est la propriété mesurée in situ corrigée (par exemple,  $N_{60}, q_t, V_S$ ).

$$C_M = \frac{1}{(\sigma'_{v0})^n} \quad (2.42)$$

$\sigma'_{v0}$  : est la contrainte effective due au sol sus jacent et exprimée en atmosphère.

$n$  : un exposant qui peut être dépendant de la densité.

Ces termes tendent à l'infini quand la contrainte effective due au sol sus jacent approche zéro. Pour prendre en considération ce cas particulier, quelques relations incorporent une correction arbitraire maximale par exemple :

**( $C_N \leq 2$ ; Robertson et Wride, 1997),**

Alors que d'autres ont adapté la forme suivante (Skempton, 1986; Shibata et Teparaksa, 1988; Kayen et autres, 1992):

$$C_M = \frac{\frac{a}{b} + 1}{\frac{a}{b} + \sigma'_{v0}} \quad (2.43)$$

Où  $\sigma'$  est la contrainte effective due au sol sus jacent et exprimée en atmosphère, le rapport  $a / b$  est un paramètre empirique variant entre 0,6 et 2,0 et relié à la densité (par exemple,  $D_r$ ) et l'histoire (OCR) du sable. Ce format s'applique bien pour les sols sableux ( $n = 0,5$  à  $0,7$ ) et n'atteint pas des valeurs infinies pour des contraintes égales à zéro. Il faut noter que l'utilisation de la résistance nette de pointe ( $q_t - \sigma'$ ) est fondamentalement correcte et nécessaire pour les argiles, mais elle est souvent insignifiante et négligée dans le cas des sables

Où  $\sigma'$  est la contrainte effective due au sol sus jacent et exprimée en atmosphère, le rapport  $a / b$  est un paramètre empirique variant entre 0,6 et 2,0 et relié à la densité (par exemple,  $D_r$ ) et l'histoire (OCR) du sable. Ce format s'applique bien pour les sols sableux ( $n = 0,5$  à  $0,7$ ) et n'atteint pas des valeurs infinies

pour des contraintes égales à zéro. Il faut noter que l'utilisation de la résistance nette de pointe ( $q_t - \sigma'$ ) est fondamentalement correcte et nécessaire pour les argiles, mais elle est souvent insignifiante et négligée dans le cas des sables

#### 2.4.5. Méthode approximative de Blake (1999)

Un calcul approximatif de la courbe de base simplifiée a été proposé par Blake (1999) selon l'équation :

$$R_{CR7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (2.44)$$

$$x = (N_1)_{60cs}$$

$$a = 0.048$$

$$b = -0.1248$$

$$c = -0.0044721$$

$$d = 0.009578$$

$$e = 0.0006136$$

$$f = -0.0003285$$

$$g = -1.673E-05$$

$$h = 3.714 E-06$$

Cette expression est valable pour des valeurs de  $(N_1)_{60cs}$  inférieures à 30. Dans le cas contraire, on fixe  $CRR_{7.5}$  à 1,2. De même, pour des valeurs de  $(N_1)_{60cs}$  inférieures à 3, la formule n'est plus valable. Elle est remplacée par une courbe coupant l'axe des ordonnées en 0,05.

$(N_1)_{60cs}$  Correspond au nombre de coups normalisé par rapport à l'énergie et le pourcentage des fines. la correction pour les fines peut être estimée selon Robertson et Wride (1997) :

$$(N_1)_{60cs} = K_S (V_{s1})_{cs} \quad (2.45)$$

L'équation (2.45) Seulement valable pour  $(N_1)_{60} < 30$  et son avantage est qu'elle peut être appliquée sur des programmes simples comme Excel.

$$K_S = 1 \left[ \left( \frac{0.75}{30} (FC - 5) \right) \right] \quad (2.46)$$

Robertson et Wride en 1998 indiquent que cette équation n'est pas applicable pour  $(N_1)_{60}$  inférieur à 3, mais on admet en général que la courbe définie par l'équation (2.46) soit étendue jusqu'à un CRR minimal de 0,05. Ils ont montré également l'importance de considérer l'effet du pourcentage des fines et de la plasticité du sol.

Seed et Idriss a expliqué en 1982 que la contrainte de sur consolidation augmente plus que les valeurs de N-SPT augmentent celle la nécessite une correction de ces valeurs d'où:

$$(N1)_{60} = C_N \times N_m \quad (2.47)$$

$N_m$ : Nombre de coups mesuré

$C_N$ : Facteur de normalisation de  $N_m$  par rapport à la contrainte sur consolidation.

Pour le calcul de  $C_N$  Seed et Idriss (1982) ont donné la formule suivante:

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}) \quad (2.48)$$

Avec :

$P_a$ : Pression atmosphérique = 100 KPa

$\sigma'_{v0}$ : Contrainte effective (KPa)

On calcule  $C_N$  selon la formule de Liao et Witham (1986):

$$C_N = (\frac{P_a}{\sigma'_{v0}})^{0.5} \quad (2.49)$$

Avec :  $P_a$ : pression atmosphérique égale à 100 KPa

$\sigma'_{v0}$ : Contrainte effective (KPa)

Au début la valeur de  $C_N$  était supérieure à 2, récemment Boulanger (2003) a proposé une expression pour le calcul de  $C_N$  en introduisant la densité relative de sable:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \quad (2.50)$$

Avec :  $m = 0.784 - 0.521 \times D_r$

$D_r$ : La densité relative

D'autres facteurs dus aux matériels de l'essai peuvent influencer les valeurs de N-SPT, le nombre de coups corrigé est déterminé par:

$$(N1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (2.51)$$

Avec:

$C_N$ : Défini précédemment

$C_E$ : Facteur de correction de l'énergie transmise du marteau à l'échantillonneur.

$C_B$ : Coefficient de correction qui tient compte du diamètre du forage.

$C_R$ : Coefficient de correction qui tient compte de la longueur destine

$C_S$ : Coefficient de tient compte de la méthode d'échantillonnage

On mentionne trois facteurs importants, le facteur d'échelle  $K_m$ , le facteur de correction pour de grandes pressions de surcharge  $K_s$  et le facteur  $K_a$  pour tenir en compte des contraintes de cisaillement importantes dues aux inclinaisons du sol. En 1982, Seed et Idriss ont proposé l'équation suivante pour le calcul de  $K_m$  :

$$K_m = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (2.5)$$

Les valeurs de ces coefficients énumérées par Roberston et Wride (1998) sont résumées dans le tableau 2.1 suivant :

**Tableau 2.1:** Corrections au SPT modifié par Skempton,(1986)

Taux d'énergie	Marteau Donut Marteaue safety Marteaue automatique	$C_E$	0.5-1.0 0.7-1.2 0.8-1.3
Diamètre de Forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1.0 1.05 1.15
Longueur de La Tige	3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 m 10 à 30m	$C_R$	0.75 0.8 0.85 0.95 1.00
Méthode d'échantillonnage	Standard Sans recouvrement	$C_S$	1.0 1.1-1.3
Dimension des Particules	Taille de grain de sable mm(D50)	$C_p$	$60+25 \times \log D_{50}$
Vieillessement	Temps (t) en années depuis déposition	$C_A$	$1,2+0,05 \times \log(t/100)$
Sur consolidation	OCR	$C_{OCR}$	$OCR^{0.2}$
Contrainte de sols sus jacents		$C_N$	$(P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ Ou $C_N \leq 2$ et $P_a=100$ Kpa

L'expression finale de CRR utilisée dans le calcul est :

$$CRR_{étude} = R_{CR7.5} \times K_m \times K_\sigma \times K_a \quad (2.45)$$

**Tableau 2.2 :** Différentes valeurs de  $K_m$  selon plusieurs auteurs (adopté par Youd et Idriss)

Echelle de séisme (M)	Seed et Idriss (1982)	Idris (1995)	Ambraseys (1988)
5.5	1.43	2.20	2.86
6	1.32	1.76	2.20
6.5	1.19	1.44	1.69
7	1.08	1.19	1.30
7.5	1.00	1.00	1.00
8	0.94	0.84	0.67
8.5	0.89	0.72	0.44

Pour la détermination de  $K_\sigma$  Hynes et Olsen proposent en 1999 l'équation suivante :

$$K_\sigma \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{f-1} \quad (2.46)$$

Ou :

$\sigma'_{v0}$  : est la contrainte verticale initiale effective ;

$P_a$  : est une pression de référence, en général 100 kPa.

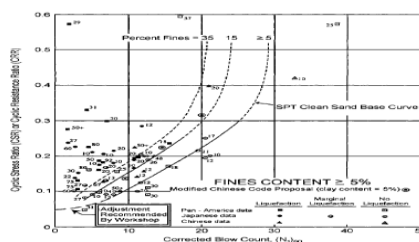
$f$  : est un exposant dépendant de la densité relative du sol, selon le comité

( NCEER) tel que :

**Pour  $40\% \leq Dr \leq 60\%$  ,  $0,7 \leq f \leq 0,8$**

**Pour  $60\% \leq Dr \leq 80\%$  ,  $0,6 \leq f \leq 0,7$**

Seed (1985) a élaboré des courbes de limite pour des sols granulaires avec un pourcentage des fines égale à 5% , 15% , 35% ,ces courbes ne s'appliquent que pour des séismes de magnitude égale à 7.5 , La courbe élaborée sera présenté sur la figure 2.17 :



**Figure 2.17:** Courbes simplifiées pour le calcul de CRR modifiées par Seed et al 1985

Pour tenir compte l'influence des particules fines, une correction de  $(N1)_{60}$  a été recommandée par les participants de l'atelier de (National Center for Earthquake Engineering Research). Cette correction consiste à apporte de résistance au nombre de coups normalisé:

$$(N1)_{60cs} = (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60} \quad (2.47)$$

(Starket Olsen, 1995) a défini  $\Delta(N1)_{60}$  est défini comme suit:

<b>Si</b>	<b>FC ≤ 5%</b>	$\Delta(N1)_{60} = 0$	
<b>Si</b>	<b>5% ≤ FC ≤ 35%</b>	$\Delta(N1)_{60} = 0.24[FC - 5]$	
<b>Si</b>	<b>FC ≥ 35%</b>	$\Delta(N1)_{60} = 7.2$	<b>(2.48)</b>

**Avec :**

$$\Delta(N1)_{60} = \text{EXP} \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.1} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.1} \right)^2 \right) \quad (2.49)$$

(Seed et Idriss, 1997) ont proposé une autre méthode d'introduire l'influence des particules fines:

$$(N1)_{60cs} = \alpha + \beta(N1)_{60} \quad (2.50)$$

<b>Si</b>	<b>FC ≤ 5</b>	$\alpha = 0 \text{ et } \beta = 1$	
<b>Si</b>	<b>5% ≤ FC ≤ 35%</b>	<b>Avec :</b>	
		$\alpha = \text{EXP} \left[ 1.76 - \left( \frac{190}{FC^2} \right) \right] \text{ et } \beta = \left[ 0.99 + \left( \frac{FC^{1.5}}{1000} \right) \right]$	
<b>Si</b>	<b>FC ≥ 35%</b>	<b> :</b>	
		$\alpha = 5 \text{ et } \beta = 1.22$	<b>(2.51)</b>

Les expressions établis pour la détermination de rapport de la résistance cyclique :

#### 2.4.6 Méthode de Rauch (1998)

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N1)_{60cs}} + \frac{(N1)_{60cs}}{35} + \frac{50}{[10(N1)_{60cs} + 45]^2} \frac{1}{200} \quad (2.52)$$

Equation est valable pour  $(N1)_{60} < 30$ ,

Si  $(N1)_{60} > 30$ , le sable est admis non liquéfiable

### 2.4.7 Méthode d'Andrus et Al (2004)

Une nouvelle courbe de CRR en fonction de  $(N1)_{60cs}$  figure 2.20 la résistance est calculée

$$CRR_{7.5} = [(N1)_{60cs}]^{0.506} + \left[ \frac{1}{215 - 87.8[(N1)_{60cs}]^{0.253}} - \frac{1}{215} \right] \quad (2.53)$$

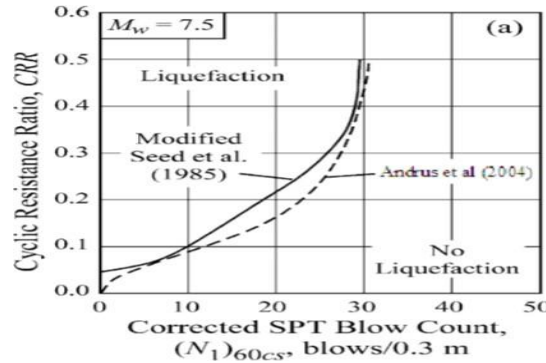


Figure 2.20 : Courbe simplifiée pour le calcul de CRR (Andrus et Al 2004)

### 2.4.8. Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

En se basant sur la courbe de CRR en fonction de  $(N1)_{60}$ , Idriss et Boulanger ont recommandé l'équation suivante pour déterminer la résistance à la liquéfaction:

$$CRR_{7.5} = \text{EXP} \left[ \frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 + \left( \frac{(N1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (2.54)$$

Avec :

$$(N1)_{60cs} = (N1)_{60} + \text{EXP} \left[ 1.63 + \frac{9.7}{FC+0.1} - \left( \frac{15.7}{FC+0.1} \right)^2 \right] \quad (2.55)$$

### 2.4.9. LE COEFFICIENT DE SECURITE "FS"

Seed et Idriss (1982) et Kramer (1996) ont introduits deux facteurs correcteurs MSF et  $K\sigma$  à la formule du coefficient de sécurité :

Facteur pour la correction de la magnitude et facteur pour tenir compte l'effet de la contrainte de cisaillement supérieur à 100 KPa.

La formule sera comme :

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K\sigma \quad (2.56)$$

Youd et al (2001) expriment le facteur de correction de la magnitude « MSF » par une fonction de la magnitude du séisme

$$MSF = \left( \frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (2.57)$$

$M_w$  : La magnitude du séisme.

Pour calculer le facteur  $K_\sigma$ , Youd et al. (2001) proposent l'expression suivante :

$$K_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{f-1} \quad (2.58)$$

$K_\sigma$  : Facteur de correction du au poids des terres appliqué au CRR7.5

$P_a$  : Pression atmosphérique égale 100 KPa.

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective verticale (KPa).

f: Est en fonction de densité relative

f varie de 0.7 à 0.8 pour  $40\% \leq Dr \leq 60\%$

f varie de 0.6 à 0.7 pour  $60\% \leq Dr \leq 80\%$

#### 2.4.10 ESTIMATION DE LA PROBABILITE DE LIQUEFACTION « $P_L$ »

Quand on déterminé le facteur de sécurité FS on va calculer le potentiel de la liquéfaction de site.

Pour un sondage :

$$P_L = \int_0^H F_L \left( 10 - \frac{z}{2} \right) dz = \sum_{i=1}^N (10 - 0.5Z_i) F_{Li} (H_{i+1} - H_i) \quad (2.59)$$

Avec :

$$F_L = 1 - F_s \quad \text{Si} \quad F_s \leq 1 \quad (2.60)$$

$$F_L = 0 \quad \text{Si} \quad F_s \geq 1$$

Pour le calcul de tout le site on calcule la moyenne entre tous les sondages :

$$P_{Lmoyenne} = \frac{\sum_i P_L}{N} \quad (2.70)$$

Juang et al. (2012) à proposer un tableau pour la classification du potentiel de liquéfaction :

**Tableau 2.5** : Classes du potentiel de liquéfaction des sols selon (Juang et al. 2012)

Classe	Probabilité	Description (Probabilité de liquéfaction)
--------	-------------	---



$0 < P_L < 15$	<b>1</b>	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié
$15 < P_L < 35$	<b>2</b>	liquéfaction peu probable
$35 < P_L < 65$	<b>3</b>	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
$65 < P_L < 85$	<b>4</b>	Liquéfaction très probable
$85 < P_L < 100$	<b>5</b>	Presque certain qu'il va se liquéfier

## **Chapitre 03 : PRESENTAION ET L'ETUDE DES SITES** **(Chfek,Ghazaouet et La route de la plage de bhira)**

### **3.1. PRESENTATION DES DEUX SITES**

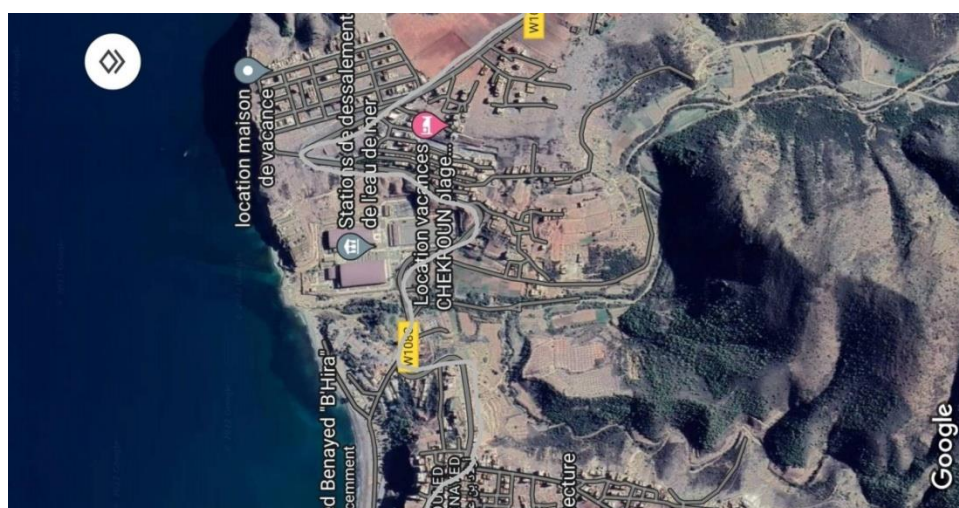
#### **3.1.1 LOCALISATION**

Le premier terrain est localisé à chfekGhazaouet, C'est est une commune algérienne de la wilaya de Tlemcen, proche de la frontière algéro-marocaine, située à 72 km au nord-ouest de Tlemcen.

Le deuxième terrain est localisé à la route de la plage de B'hira (appelée aussi Ouled Ben Ayed), qui se situe dans les confins de la région de M'sirda à l'extrême ouest de la wilaya de Tlemcen .



**Figure 3.1 :** Situation du projet de Chfek,Ghazaouet (GOOGLE EARTH V7.1.8)



**Figure 3.2 :** Situation du projet la plage de Bhira (GOOGLE EARTH V7.1.8)

### 3.1.2 SISMICITE

La région de Tlemcen est située dans une zone de moyenne sismicité (zone II) d'après le règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

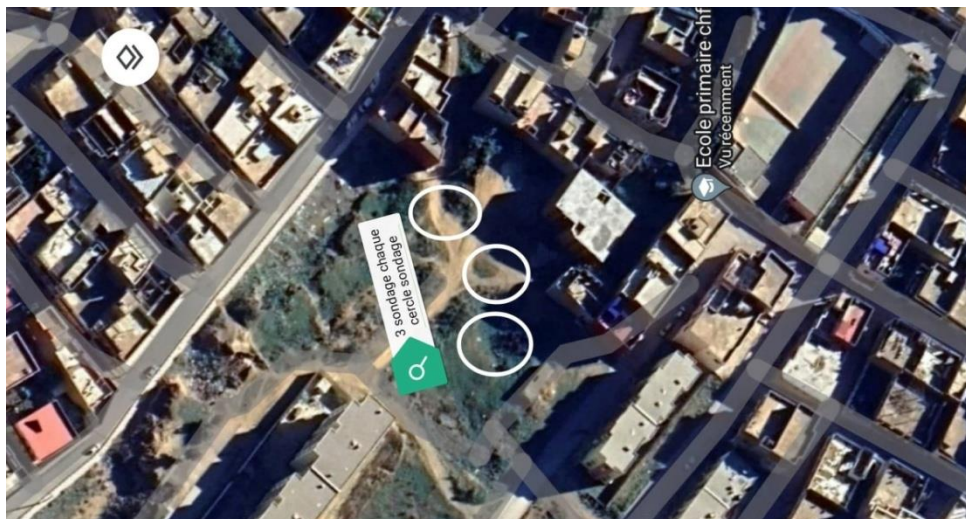
### 3.2. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE DANS LES DEUXSITES

Le phénomène de la liquéfaction est un problème majeur c'est pourquoi plusieurs études ont été menées dans ce sens.

Le phénomène de liquéfaction peut être évalué par plusieurs méthodes dynamiques ou approchées. Dans ce chapitre, nous avons optés pour les méthodes approchées pour évaluer le facteur de sécurité des sites situés à Tlemcen (Chfek, ghazaouet) et à la route de plage (OuledBenayed "B'Hira").

Vu le manque de données des essais CPT pour le site de Tlemcen, j'ai utilisé les méthodes approchées basées sur les mesures de l'essai SPT (Blake, 1999 ; Andrus et al, 2004 ; Idriss et Boulanger, 2006). Or, pour le site de la plage (OuledBenayed "B'Hira"), j'ai utilisé les méthodes basées sur les mesures de l'essai CPT (Robertson et Wride, 1998;Andrus et Al, 2004).

La figure (3.3) montre l'implantation des sondages de l'essai SPT dans le site de ChfekGhazaouet:



**Figure3.3** : l'implantation des sondages dans le site d'étude.

### **3.3 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai SPT**

Pour le calcul du potentiel de liquéfaction, nous allons utiliser les résultats des essais SPT disponibles. Dans le cadre de cette étude les différentes étapes de calcul peuvent être illustrées comme suit :

1-Evaluer le CRR (Cyclic Resistance Ratio) par les méthodes simplifiées suivantes :

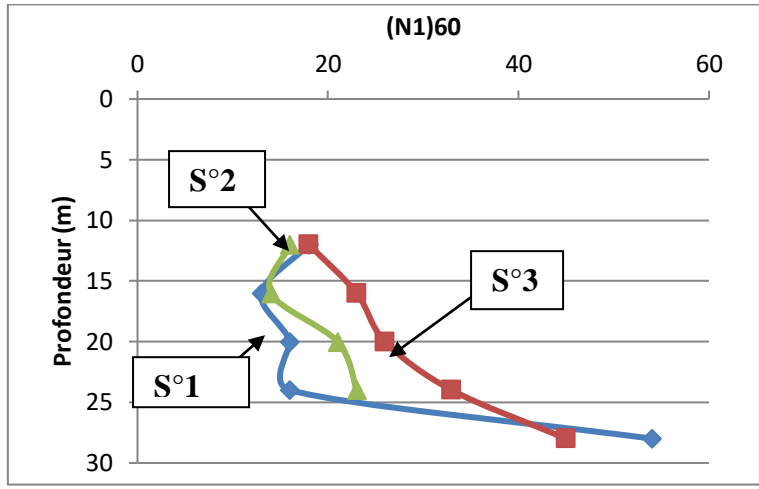
a-Méthode de Blake (1999)

b-Méthode d'Andrus et al(2004)

c-Méthode d'Idriss et Boulanger(2006)

2-Evaluer le CSR (Cyclic Stress Ratio) par la méthode de Seed et Idriss (1971).

Les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 révisée selon les résultats de l'étude du séisme ZAMOURI – BOUMERDES en 2003, effectuée par le groupe GTS, sont mises en application.(DTR BC 2.48).Selon DTR BC 2.48, le site choisi pour notre étude se trouve dans la Wilaya de Tlemcen fait partie de la zone à sismicité moyenne de (II-a). Étant des ouvrages d'importance vitale, les terminaux à conteneurs sont classés dans le Groupe 1A, la magnitude de 6,5 et l'accélération maximale du séisme horizontal de 0,25g sont retenues.( $a_{max}=0.25$ ).

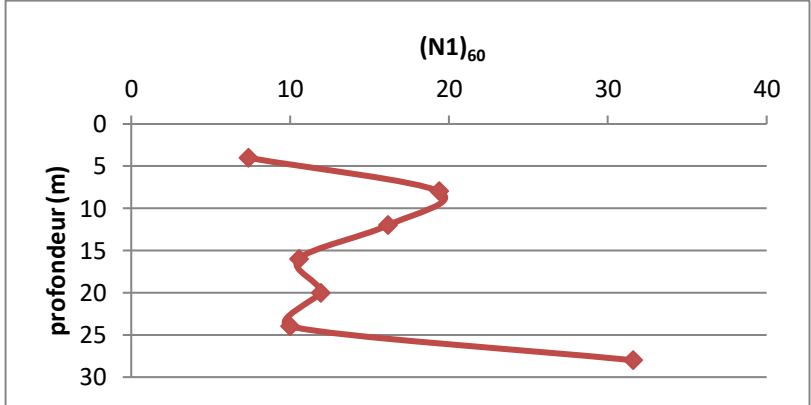


**Figure 3.4 :** Variation du nombre de coups SPT de trois sondages avec la profondeur pour le site étudié.

**S°1 :** c'est le sondage numéro 1

**S°2 :** c'est le sondage numéro 2

**S°3 :** c'est le sondage numéro 3



**Figure 3.5 :** Profil de  $(N1)_{60}$  en fonction de la profondeur

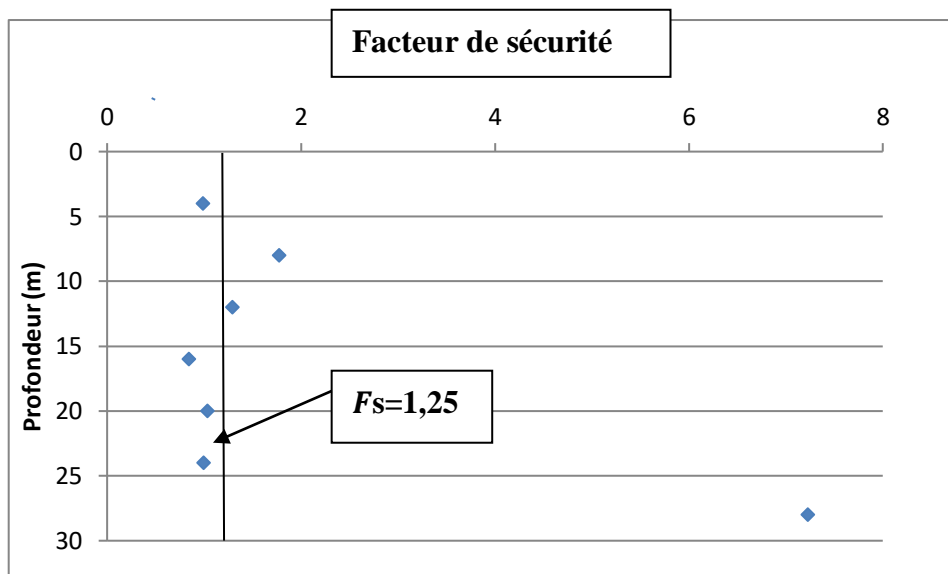
**3.3.1. Méthode de Blake(1999)**

(Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet)

Le tableau 3.1 présente les valeurs (N (coups), FC%.etc.) pour calculé le facteur du sécurité

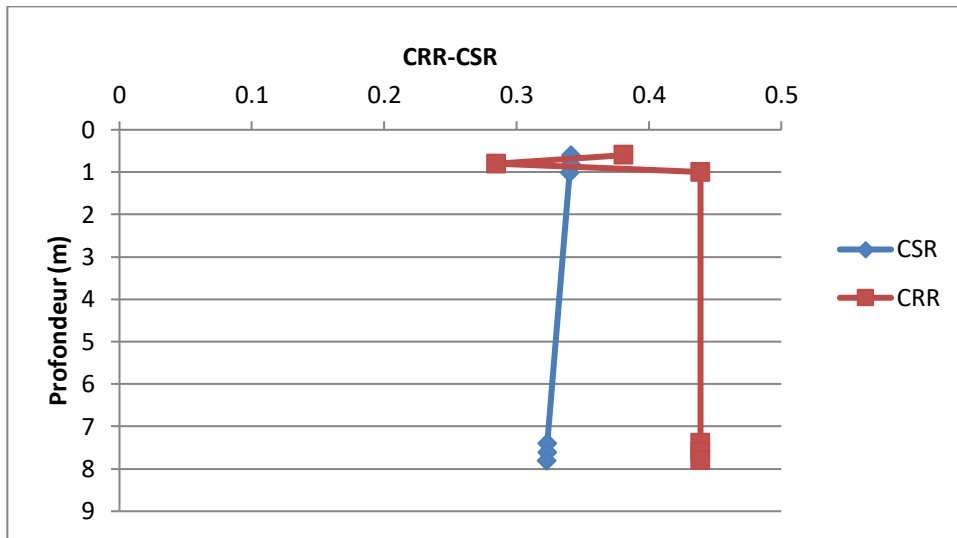
**Tableau 3.1** Calcul de facteur de sécurité  $F_s$  méthode Blake1999 (Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet).

Z(m)	N(coups)	FC%	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	(N1) <sub>60</sub>	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR	CSR	$F_s$
4	6	14	66,4	7,360	9,021	0,155	0,157	0,9872
8	19	14	96	19,391	23,750	0,383	0,216	1,7731
12	18	14	124	16,160	19,800	0,295	0,228	1,2938
16	13	14	152	10,540	12,913	0,185	0,220	0,8409
20	16	14	220	11,920	14,600	0,202	0,195	1,0358
24	16	14	256	10,000	12,252	0,158	0,159	0,9937
28	54	14	292	31,602	38,713	1,113	0,154	7,2272



**Figure 3.6** : Variation de facteur de sécurité  $F_s$  en fonction de la profondeur (Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet)

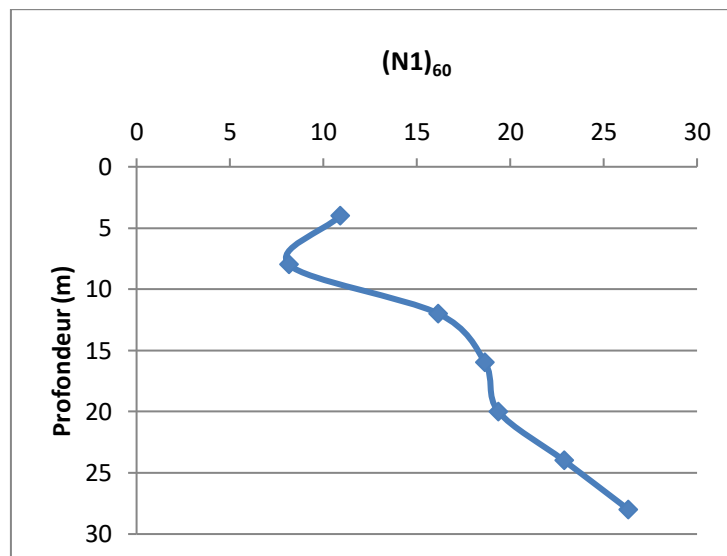
Le facteur de sécurité  $F_s=1.25$  c'est il dépasse le 1.25 le sol et liquéfiée



**Figure 3.7 :** Variation des deux rapports CRR et CSR en fonction de la Profondeur (Sondage N°1 :Chfek, Ghazaouet)

D'après la figure (3.6) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur,  $F_s$  est inférieure à 1.25 aux points 4m, 16m, 20m et 24 m ce qui signifie qu'à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Mais aux points (8m, 12m) le sol est susceptible à la liquéfaction, par contre à (28m) il n'y a pas de risque de liquéfaction.

**(Sondage N°2 : Chfek, Ghazaouet)**

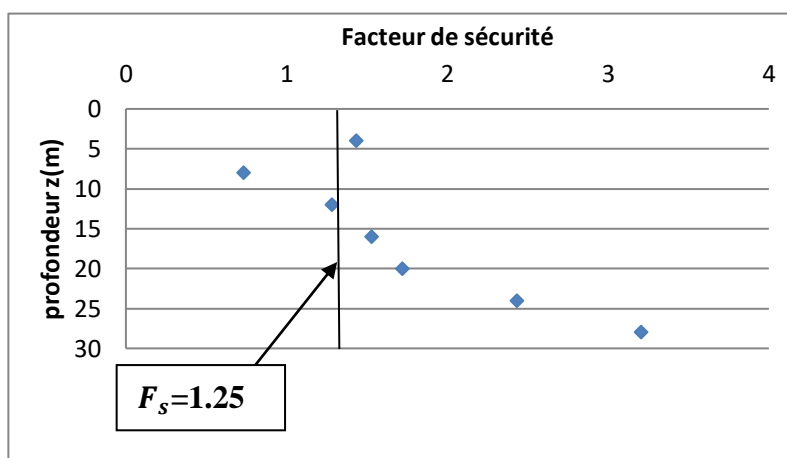


**Figure 3.8 :** Profil de  $(N1)_{60}$  en fonction de la profondeur.

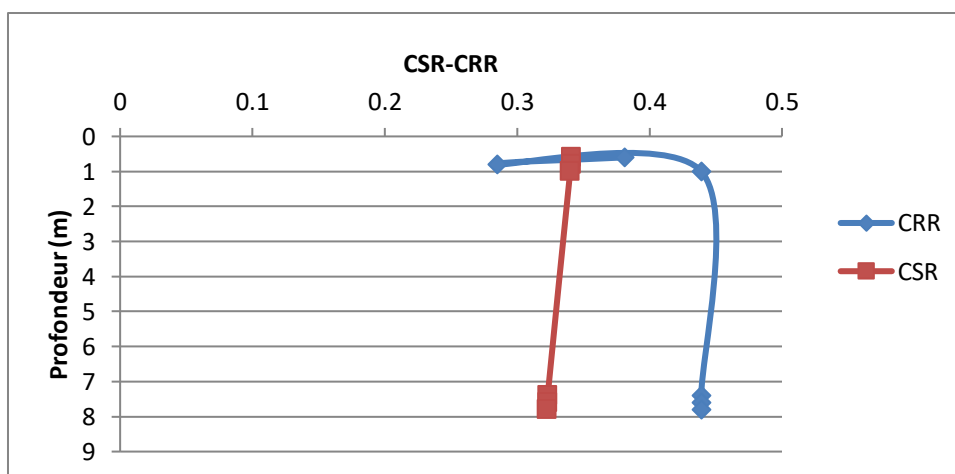
**(Sondage N°2 :Chfek,Ghazaouet)**

**Tableau3.2 :** Calcul de facteur de sécurité par méthodeBlake1999. (Sondage N°2 :Chfek,Ghazaouet

Z(m)	N(coups)	FC%	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	(N1) <sub>60</sub>	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR	CSR	F <sub>s</sub>
4	9	14	68	10,910	13,371	0,225	0,157	1,4331
8	8	14	96	8,163	10,000	0,158	0,216	0,7314
12	18	14	124	16,163	19,801	0,295	0, 228	1,2838
16	23	14	152	18,651	22,853	0,332	0,217	1,5299
20	26	14	180	19,372	23,741	0,337	0,196	1,7193
24	33	14	208	22,881	28,032	0,428	0,176	2,4318
28	45	14	292	26,330	32,261	0,494	0,154	3,2077



**Figure 3.9 :** Variation de facteur de sécurité  $F_s$  en fonction de la profondeur (Sondage N°2 Chfek,Ghazaouet)

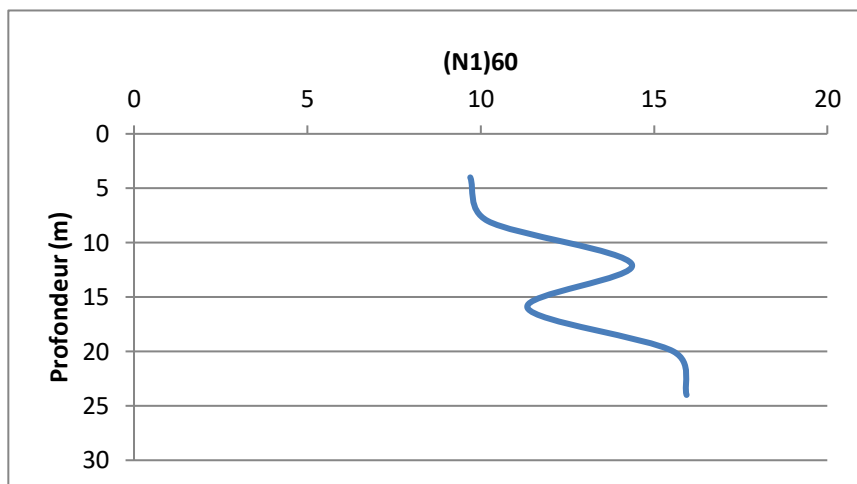


**Figure3.10:** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage N°2 :Chfek,Ghazaouet)



Pour le sondage (N°2) d'après la figure (3.8), le facteur de sécurité est inférieur à 1.25 seulement au point de 8m, cela indique que le sol est liquéfiable à cette profondeur. Par contre le reste de profile du sol n'est pas susceptible à la liquéfaction.

**(Sondage N°3 :Chfek,Ghazaouet)**

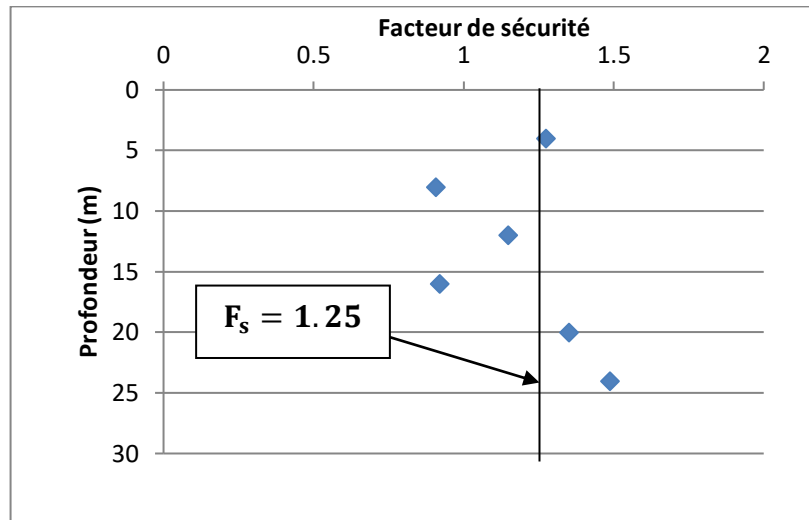


**Figure 3.11:** Profil de nombre de coups en fonction de la profondeur.

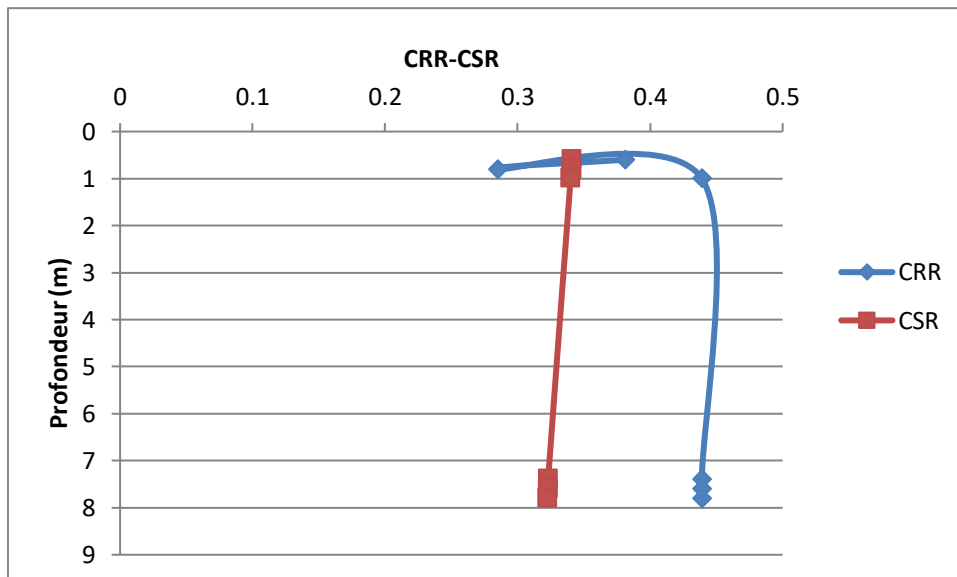
(Sondage N°3 :Chfek, Ghazaouet)

**Tableau 3.3 :**Calcul de facteur de sécurité méthode Blake(Sondage N°3 :Chfek,Ghazaouet)

Z(m)	N (coups)	FC%	$\sigma'_{vo}$ (KPa)	(N1) <sub>60</sub>	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR	CSR	F <sub>s</sub>
4	8	14	68	9,701	11,888	0,200	0,157	1,2739
8	10	14	96	10,201	12,500	0,196	0,216	0,9074
12	16	14	124	14,363	17,600	0,262	0,228	1,1491
16	14	14	152	11,352	13,912	0,200	0,217	0,9217
20	21	14	180	15,650	19,173	0,265	0,196	1,3525
24	23	14	208	15,940	19,532	0,262	0,176	1,4886



**Figure 3.12 :** Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur  
(Sondage N°3 : Chfek,Ghazaouet)



**Figure3.13 :** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur  
(Sondage N°3 : Chfek,Ghazaouet)

Suivant le tableau (3.3), nous remarquons que la zone liquéfiable s'étend de la profondeur  $z=8\text{m}$  jusqu'à  $16\text{m}$  selon le RPA. Ce qui est en concordance avec la figure (3.12).

### 3.3.2. Méthode d'Andrus et al (2004)

(Sondage N°1 : chfek, ghazaouet)

Tableau 3.4 : Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (Sondage N°1 : Chfek,Ghazaouet)

Z(m)	N(coups)	FC%	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	(N1) <sub>60</sub>	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR	CSR	F <sub>s</sub>
4	6	14	66,4	7,360	9,021	0,151	0,157	0,9617
8	19	14	96	19,395	23,755	0,333	0,216	1,5416
12	18	14	124	16,161	19,800	0,244	0,228	1,0701
16	13	14	152	10,540	12,910	0,160	0,220	0,7272
20	16	14	180	11,924	14,600	0,170	0,195	0,8717
24	16	14	256	10,000	12,251	0,139	0,159	0,8742
28	54	14	292	31,600	38,710	1,031	0,154	6,6948

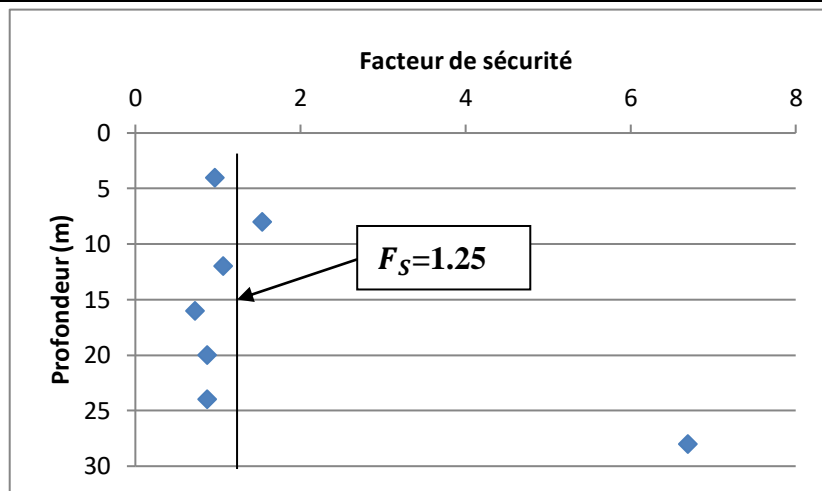


Figure 3.14 : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage N°1 : Chfek,Ghazaouet)

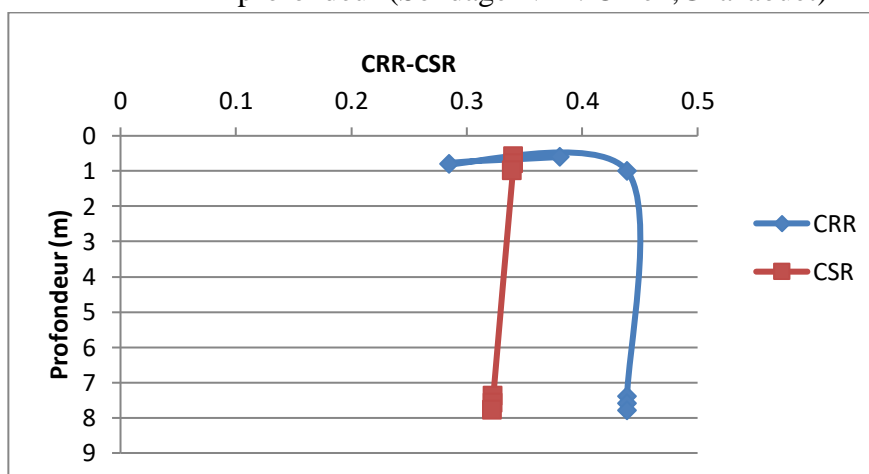


Figure 3.15 : Variation des deux rapports CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet)

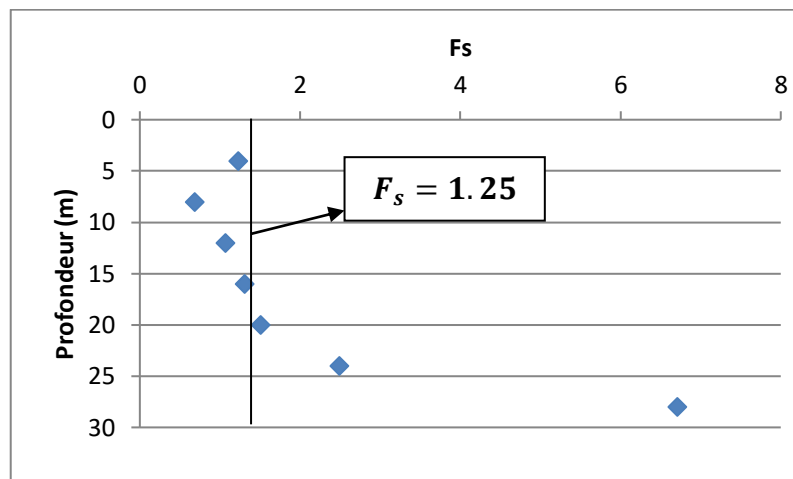
La figure (3.14) montre que la zone est non liquéfiable d'après la méthode d'Andrus et al

Aux points (z= 8 et 28m), mais hors ces profondeurs le sol est liquéfiable.

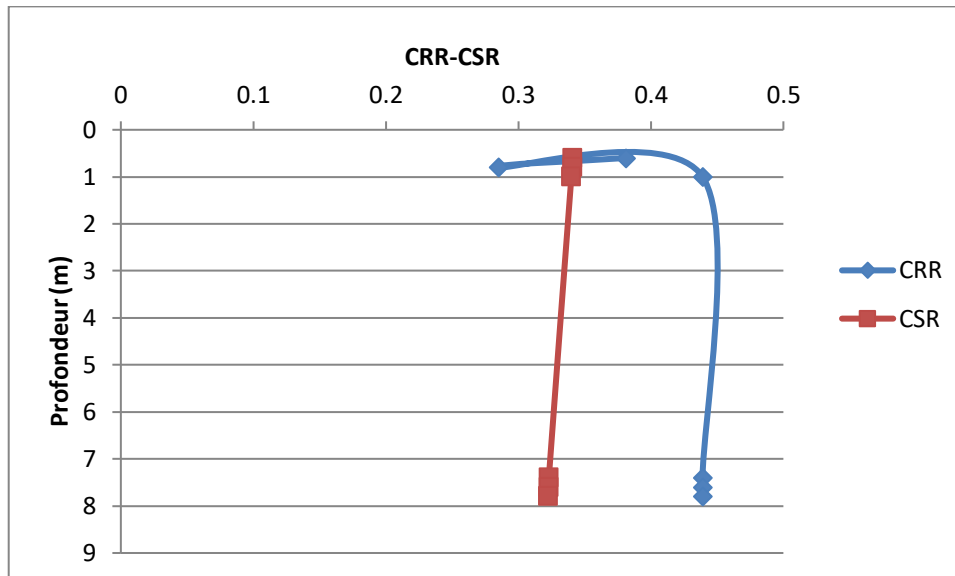
(Sondage N°2 : Chfek,Ghazaouet)

**Tableau 3.5** Calcul de facteur de sécurité méthode d’Andrus et al (Sondage N°2Chfek, Ghazaouet)

Z(m)	N(coups)	FC%	$\sigma'v0$ (KPa)	(N1) <sub>60</sub>	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR	CSR	F <sub>s</sub>
4	9	14	68	10,910	13,371	0,193	0,157	1,2292
8	8	14	96	8,161	10,000	0,149	0,216	0,6898
12	18	14	124	16,160	19,811	0,244	0,228	1,0701
16	23	14	152	18,652	22,850	0,285	0,217	1,3133
20	26	14	180	19,384	23,743	0,293	0,194	1,5103
24	33	14	208	22,882	28,033	0,433	0,174	2,4885
28	45	14	292	26,333	32,266	1,033	0,154	6,7077



**Figure 3.15** : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage N°2 : Chfek,Ghazaouet)



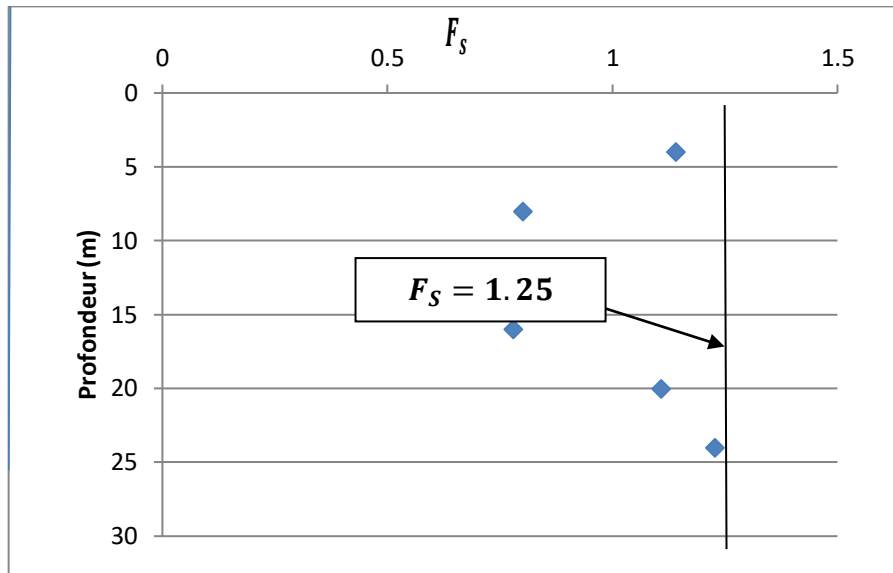
**Figure 3.16 :** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage N°2 Chfek, Ghazaouet)

D'après le tableau (3.5) la zone liquéfiable s'étend de  $z=4\text{m}$  jusqu'à  $12\text{m}$  selon RPA. Pour le reste du profile, le facteur de sécurité est de plus en plus grand ce qui signifie que le sol est non liquéfiable.

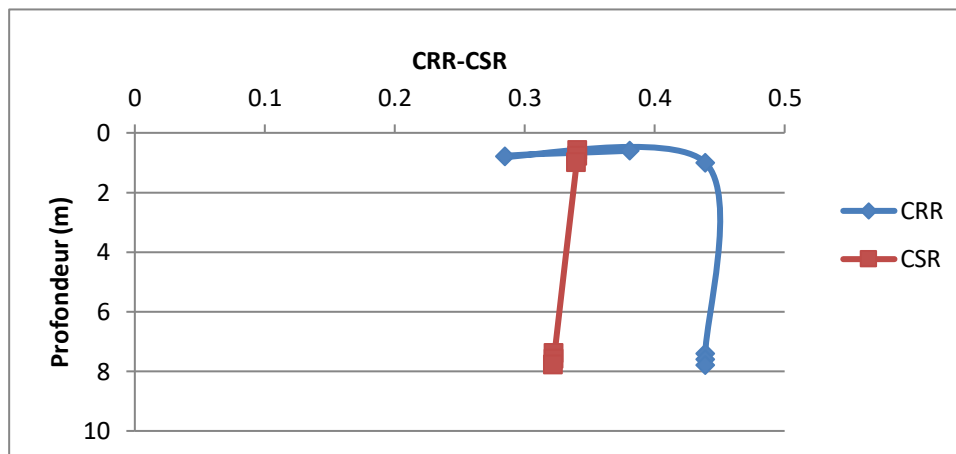
(Sondage N°3 : Chfek, Ghazaouet)

**Tableau 3.6 :** Calcul de facteur de sécurité  $F_s$  méthode d'Andrus et al. (Sondage N°3 : Chfek, Ghazaouet)

Z(m)	N(coups)	FC%	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	$(N1)_{60}$	$(N1)_{60cs}$	CRR	CSR	$F_s$
4	8	14	68	9,7000	11,880	0,179	0,157	1,1401
8	10	14	96	10,200	12,500	0,173	0,216	0,8009
12	16	14	124	14,362	17,600	0,215	0,228	0,9429
16	14	14	152	11,361	13,910	0,169	0,217	0,7788
20	21	14	180	15,622	19,170	0,217	0,196	1,1071
24	23	14	208	15,941	19,530	0,216	0,176	1,2272



**Figure 3.17 :** Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage N°3 : Chfek, Ghazaouet)



**Figure 3.17 :** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur

Selon le tableau 3.6 et la figure 3.14, tout le sol de profil est liquéfiable.  $CRR > CSR$ .

### 3.3.3. Méthode d'Idriss et Boulanger(2006)

(Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet)

Tableau 3.7 : Calcul de facteur de sécurité par la méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage N°1 : Chfek, Ghazaouet)

Z(m)	N(coups)	FC%	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	(N1) <sub>60</sub>	(N1) <sub>60cs</sub>	CRR	CSR	F <sub>s</sub>
4	6	14	66,4	7,3610	10,300	0,186	0,157	1,1847
8	19	14	96	19,390	22,330	0,360	0,216	1,6666
12	18	14	124	16,160	19,100	0,272	0,228	1,1929
16	13	14	152	10,540	13,480	0,188	0,217	0,8663
20	16	14	180	11,920	14,860	0,197	0,196	1,0051
24	16	14	256	10,000	12,930	0,164	0,159	1,0314
28	54	14	292	31,600	34,540	1,834	0,154	11,9090

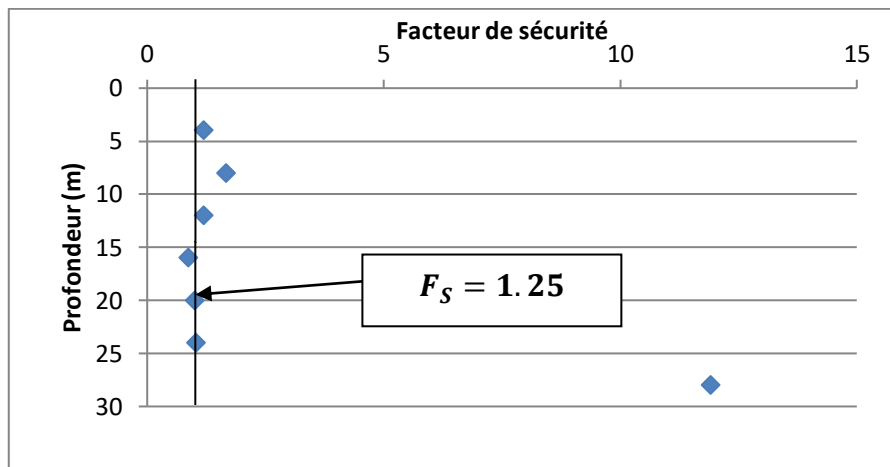


Figure 3.18 : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage N°1 :Chfek,Ghazaouet)

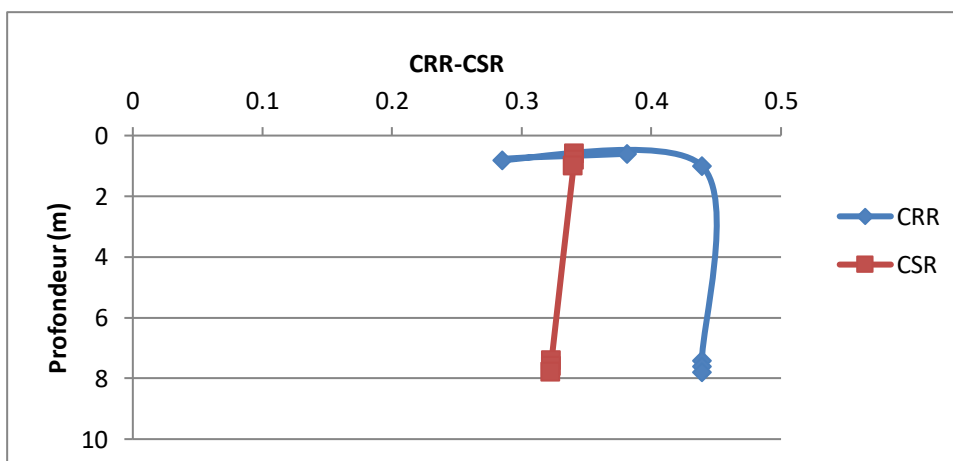


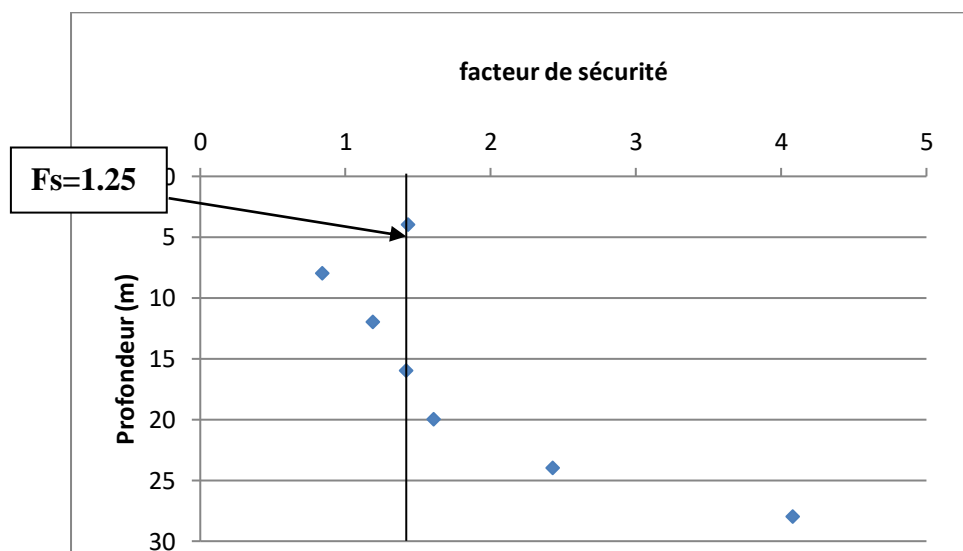
Figure 3.19 : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage N°1

D'après la figure (3.18) qui représente la variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur, nous remarquons que  $F_s$  est inférieur à 1.25 aux points 4met de 12 jusqu'à 24m, ce qui signifie qu'à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Mais aux points  $z=8m$  le sol est susceptible à la liquéfaction. Mais à  $z=28m$  n'y a pas de risque de liquéfaction.

(Sondage N°2 :Chfek,Ghazaouet)

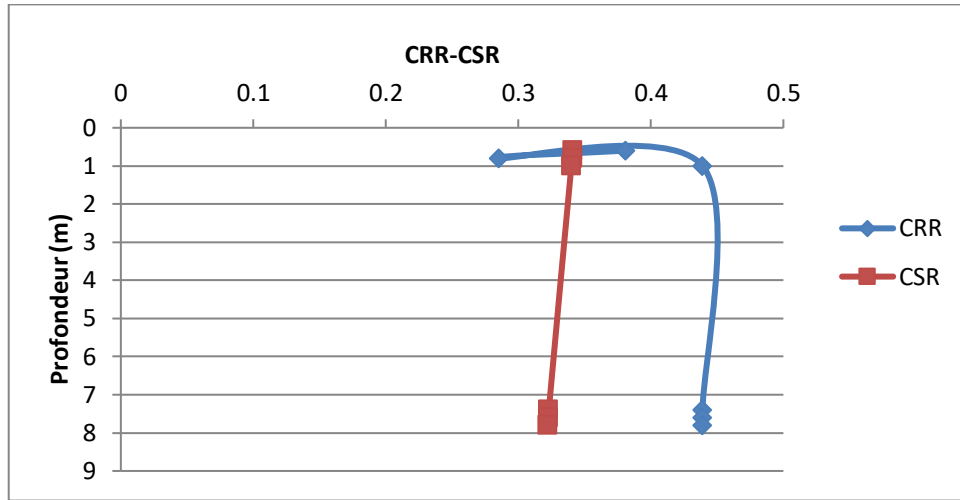
**Tableau 3.8** : Calcul de facteur de sécurité  $F_s$  méthode d'Idriss et Boulanger

Z(m)	N(coups)	FC%	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	(N1) <sub>60</sub>	(N1) <sub>60c</sub> s	CRR	CSR	F <sub>s</sub>
4	9	14	68	10,91	13,85	0,225	0,157	1,43
8	8	14	96	8,16	11,10	0,181	0,216	0,84
12	18	14	124	16,16	19,10	0,272	0,228	1,19
16	23	14	152	18,65	21,59	0,310	0,217	1,42
20	26	14	180	19,37	22,31	0,317	0,196	1,61
24	33	14	208	22,88	25,82	0,428	0,176	2,43
28	45	14	292	26,33	29,27	0,629	0,154	4,08



**Figure 3.20** : Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage N°2 : Chfek, Ghazaouet)





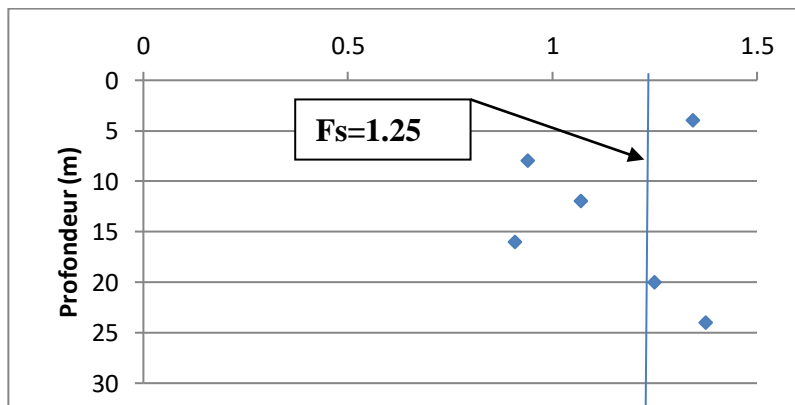
**Figure3.21** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur  
Pour le sondage (N°2)

On remarque que le facteur de sécurité est inférieur à 1.25 aux point  $z=8m$  et  $z=12m$ , cela indique que le sol est liquéfiable aux ces profondeur. Par contre le reste de profile du sol n'est pas susceptible à la liquéfaction.

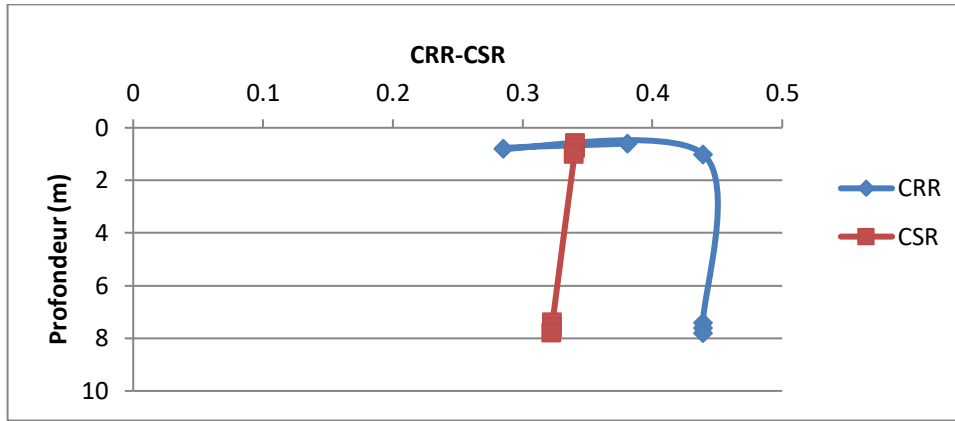
(Sondage N°3 :Chfek, Ghazaouet)

**Tableau 3.9** : Calcul de facteur de sécurité  $F_s$  méthode d'Idriss et Boulanger

Z(m)	N(coups)	FC %	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	(N1) <sub>60</sub>	(N1) <sub>60</sub> cs	CRR	CSR	$F_s$
4	8	14	68	9,70	12,64	0,211	0,157	1,3439
8	10	14	96	10,20	13,14	0,203	0,216	0,9398
12	16	14	124	14,36	17,30	0,244	0,228	1,0701
16	14	14	152	11,35	14,29	0,197	0,217	0,9078
20	21	14	180	15,65	18,59	0,244	0,196	1,2489
24	23	14	208	15,94	18,88	0,242	0,176	1,3750



**Figure 3.21** : Variation de facteur de sécurité  $F_s$  en fonction de la profondeur



**Figure 3.22** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur

Suivant le tableau (3.7), nous remarquons que la zone liquéfiable s'étend de la profondeur  $z=8\text{m}$  jusqu'à 16 m selon (RPA 99 article n°5), Ce qui est en concordance avec la figure (3.21).

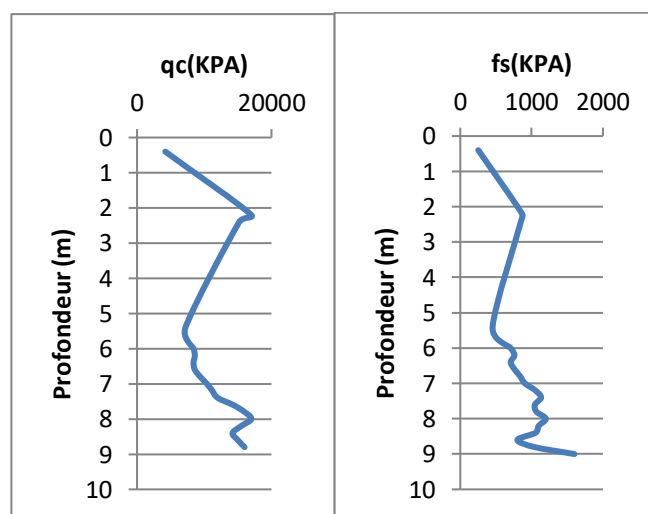
### 3.4. Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai CPT

#### 3.4.1. Méthode de Robertson et Wride (1998)

Pour le calcul de CRR, la méthode de Robertson et Wride (1998) sera adoptée pour sa simplicité dans l'application de cette méthode consiste à calculer la résistance de pointe corrigée  $q_{c1N}$  par rapport à la pression desurcharge  $\sigma_v$  à une valeur normalisée.

Selon RPA 99 / version 2003 le deuxième site choisi pour notre étude se trouve dans la Wilaya de Tlemcen fait partie de la zone à sismicité moyenne de (II- a). La magnitude de 6,8 ainsi que l'accélération maximale du séisme horizontal de 0,25g.

(Sondage N°1 route de la plage, Bhira)

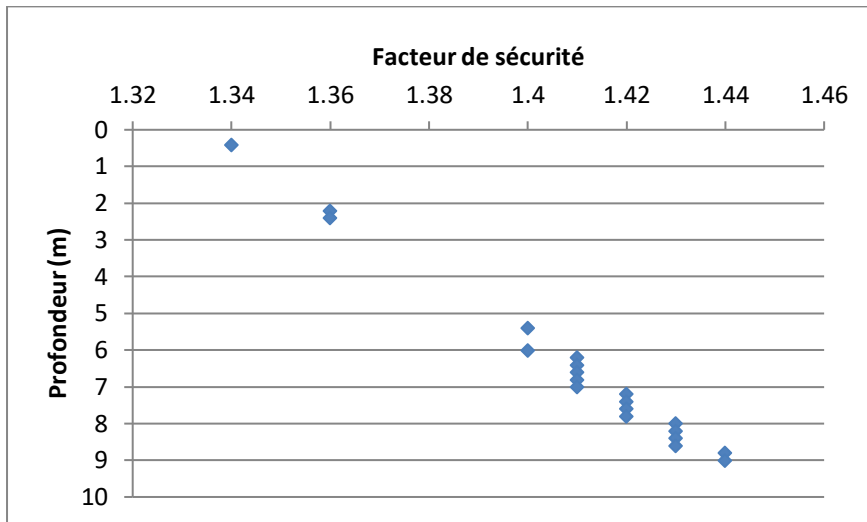


**Figure 3.23** : Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur

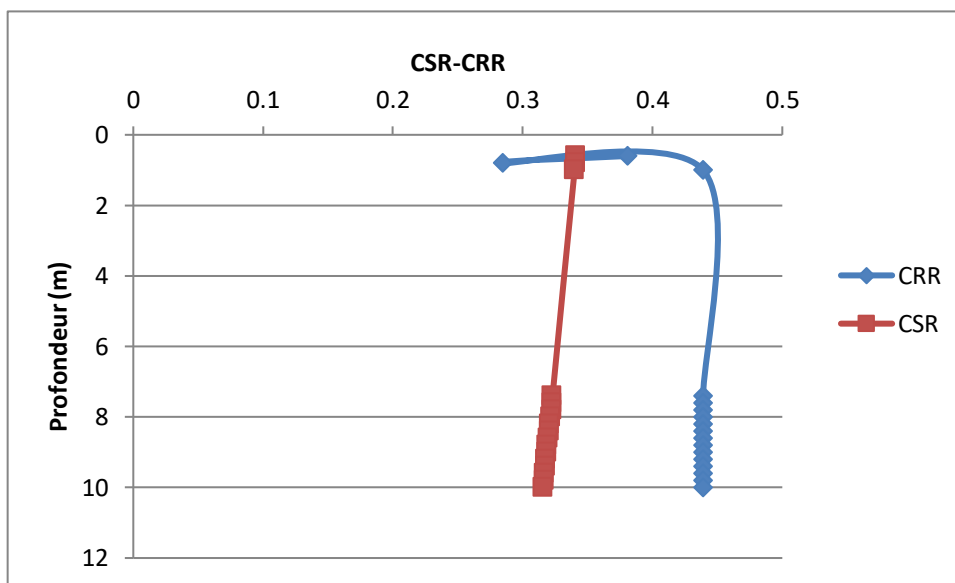
Les résultats du calcul analytique des couche dans  $I_c < 2.6$  sont représentés sur le

**Tableau 3.10:** Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride

Z(m)	qc(kPA)	fs(kPA)	$\sigma'_{vo}$ (KPa)	qc1n	qc1n,cs	lc	Kc	CRR	CSR	Fs
0,40	4200	253,33	3,60	71,40	225,77	2,57	3,16	0,460	0,342	1,34
2,20	17000	866,67	19,80	289	465,63	2,17	1,61	0,460	0,337	1,36
2,40	15200	853,33	21,60	258,40	455,03	2,23	1,76	0,460	0,336	1,36
5,40	7200	453,33	48,60	103,28	282,99	2,49	2,74	0,460	0,328	1,40
6,00	8400	706,67	54	114,31	361,76	2,57	3,16	0,460	0,327	1,40
6,20	8600	760	55,80	115,12	375,42	2,58	3,26	0,460	0,326	1,41
6,40	8400	706,67	57,60	110,67	355,50	2,59	3,21	0,460	0,326	1,41
6,60	8600	760	59,40	111,58	369,09	2,59	3,30	0,460	0,325	1,41
6,80	9400	840	61,20	120,15	387,54	2,58	3,22	0,460	0,325	1,41
7,00	10400	906,67	63	131,02	400,26	2,55	3,05	0,460	0,324	1,41
7,20	11200	1053,33	64,80	139,13	436,28	2,56	3,13	0,461	0,324	1,42
7,40	12000	1133,33	66,60	147,04	451,89	2,55	3,07	0,462	0,323	1,42
7,60	14300	1046,67	68,40	172,90	418,14	2,42	2,41	0,463	0,323	1,42
7,80	16000	1066,67	70,20	190,96	417,61	2,36	2,18	0,464	0,322	1,42
8,00	17000	1200	72	200,34	446,66	2,37	2,22	0,465	0,322	1,43
8,20	15500	1100	73,80	180,42	420,38	2,40	2,32	0,466	0,321	1,43
8,40	14200	1053,33	75,60	163,31	407,96	2,44	2,49	0,467	0,321	1,43
8,60	15000	800	77,40	170,49	338,60	2,31	1,98	0,468	0,320	1,43
8,80	16000	1066,67	79,20	179,78	402,66	2,38	2,23	0,469	0,319	1,44
9,00	24000	1600,00	81	266,67	517,86	2,29	1,94	0,470	0,319	1,44



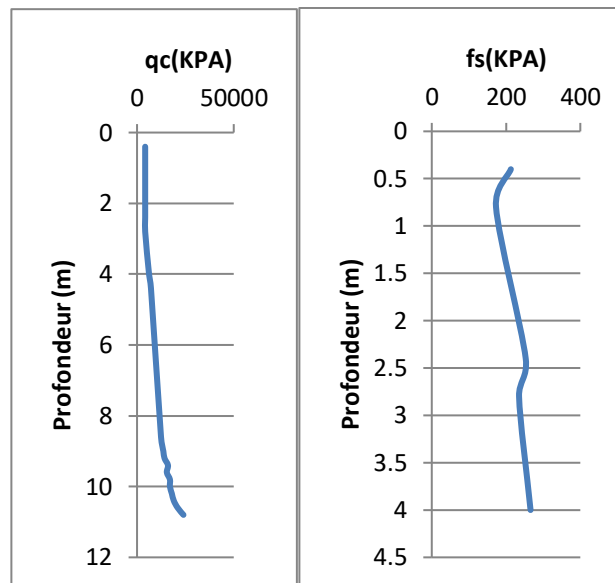
**Figure3.24** : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur



**Figure3.25** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur

Sur la figure (3.24) qui présente la variation des variables CRR et CRS. On remarque que pour l'ensemble des couches le CRS est toujours supérieur au CRR, ce qui signifie que le risque de liquéfaction est très faible tenant compte des valeurs de  $F_s$  calculée.

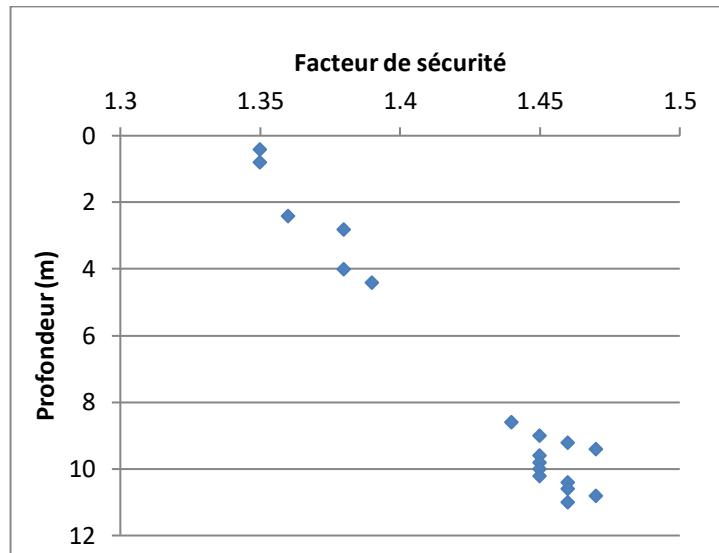
(Sondage N°2 : la route de la plage bhira)



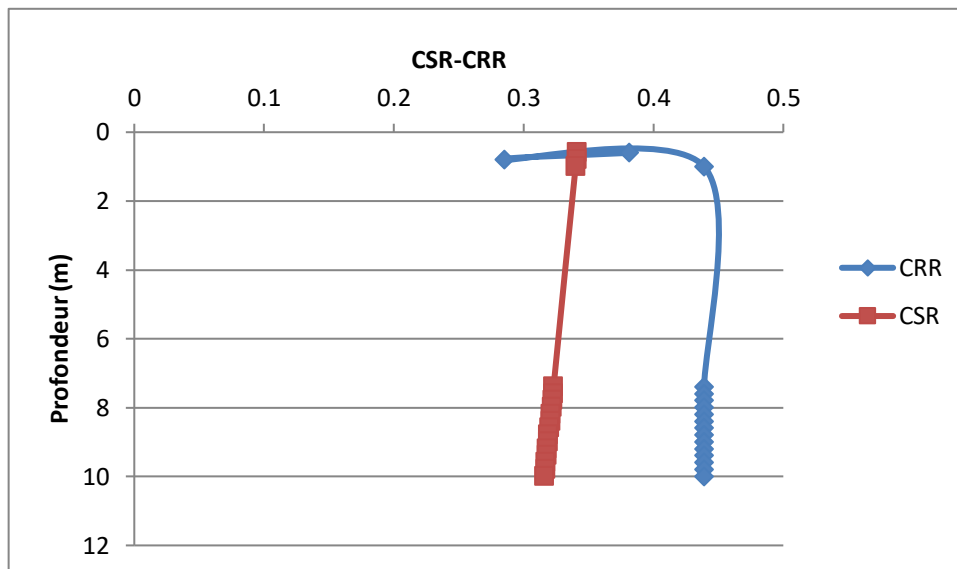
**Figure 3.26 :** Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur (sondage°2 la route de Bhira)

**Tableau3.11 :** Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride (1997)  
(Sondage route bhira)

Z(m)	qc(kPA)	fs(kPA)	$\sigma'_{vo}$ (KPA)	qc1n	qc1n,cs	lc	Kc	CRR	CSR	Fs
0,40	4200	213	3.60	71,40	203,09	2,51	2,84	0.46	0,343	1,35
0,80	4200	173	5,40	71,41	179,44	2,44	2,51	0,460	0,341	1,35
2,40	4200	253	21,60	71,42	227,05	2,57	3,17	0,460	0,336	1,36
2,80	4200	235	25,20	71,40	227,31	2,55	3,04	0,460	0,335	1,38
4,00	6200	266	37,80	100,84	220,44	2,36	2,18	0,460	0,332	1,38
4,40	7200	480	39,60	114,41	309,96	2,48	2,70	0,460	0,331	1,39
8,60	12400	773	79,20	139,33	332,05	2,41	2,38	0,460	0,319	1,44
9	13600	826	81.00	151,11	342,20	2,38	2,26	0,460	0,319	1,45
9.40	16000	1066	84.60	173.95	394.83	2.38	2.26	0.460	0.318	1.47
9.60	15400	706	86.40	165.67	304.47	2.26	1.83	0.460	0.317	1.45
9.8	17000	733	88.20	181.01	310.78	2.21	1.71	0.460	0.317	1.45
10	17000	800	90.00	179.19	324.31	2.25	1.80	0.460	0.316	1.45
10.2	18000	933	91.80	187.86	353.58	2.27	1.88	0.460	0.316	1.45
10.4	19000	1266	93.60	196.38	425.29	2.36	2.16	0.460	0.315	1.46
10.6	21000	1200	95.40	215.00	408.50	2.28	1.89	0.460	0.315	1.46
10.8	24000	1200	97.20	243.43	409.98	2.20	1.68	0.460	0.314	1.47
11	26000	1733	99.00	261.30	511.12	2.30	1.95	0.460	0.314	1.46



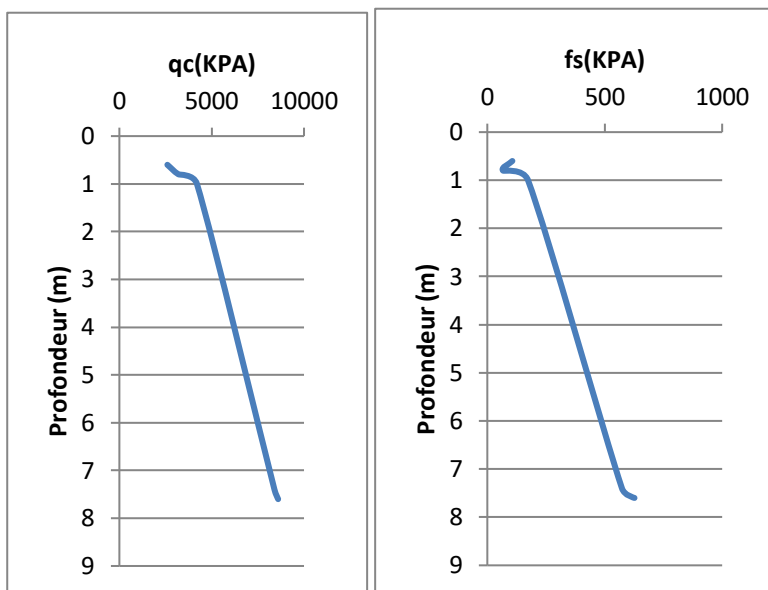
**Figure 3.27 :** Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur



**Figure3.28 :** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur

D'après les deux figure ci-dessus, tous le profile du sol n'est pas liquéfiable.

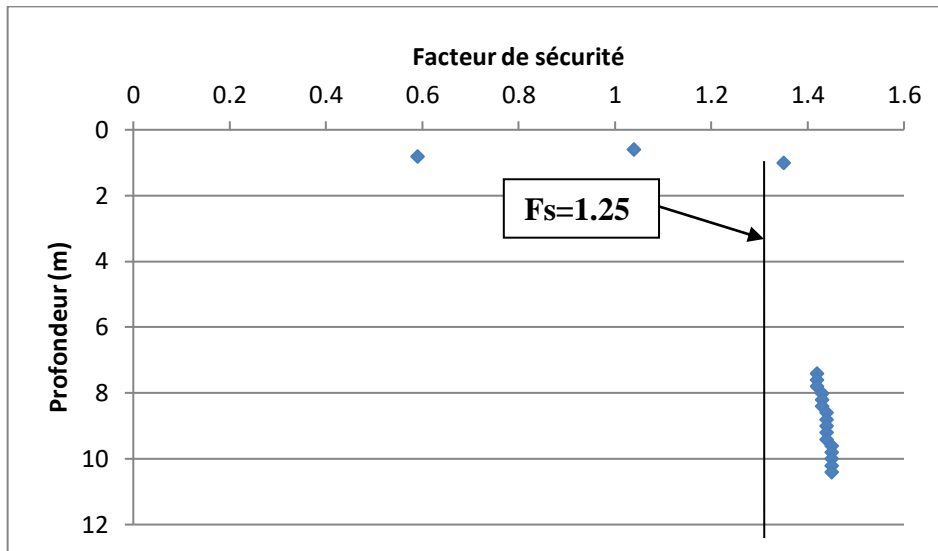
**(Sondage N°2 : La route de plage de Bhira)**



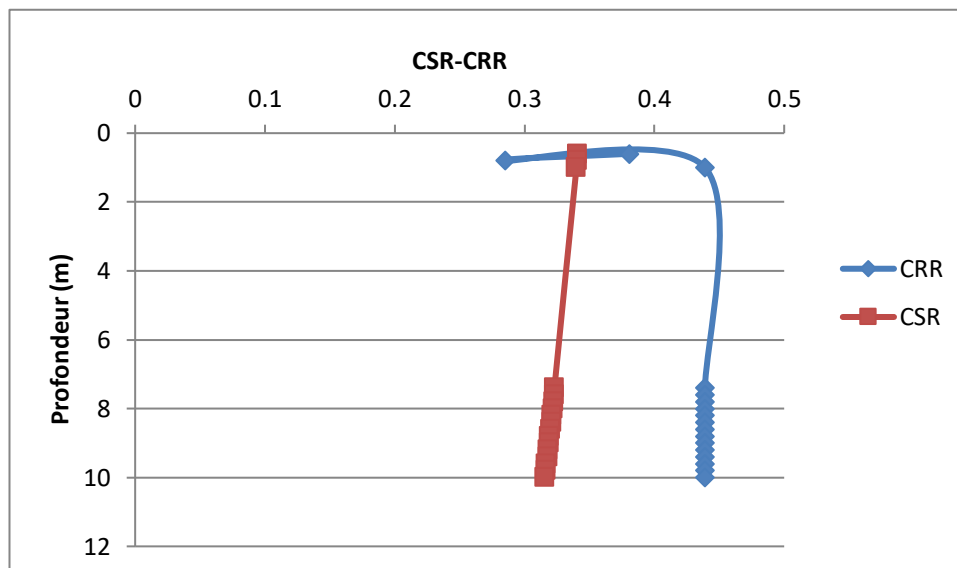
**Figure 3.29** : Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur

**Tableau3.12** : Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride(1997)

Z(m)	qc(KPa)	fs(Kpa)	$\sigma'_{v0}$ (Kpa)	qc1n	qc1n,c s	lc	Kc	CRR	CSR	Fs
0,60	2600	106,67	5,40	44,20	143,75	2,59	3,25	0,356	0,341	1,04
0,80	3200	66,67	7,20	54,40	109,59	2,32	2,01	0,202	0,341	0,59
1	4200	173,33	9	71,40	179,63	2,45	2,51	0,461	0,340	1,35
7,40	8400	573,33	66,60	102,93	298,10	2,52	2,89	0,461	0,323	1,42
7,60	8600	626,67	68,40	103,98	312,84	2,54	3,01	0,461	0,323	1,42
7,80	9400	573,33	70,20	112,19	290,28	2,46	2,58	0,461	0,3226	1,42
8	10400	773,33	72	122,56	346,74	2,51	2,83	0,461	0,322	1,43
8,20	11400	706,67	73,80	132,70	321,68	2,42	2,42	0,461	0,321	1,43
8,40	12600	760	75,60	144,91	332,29	2,39	2,29	0,461	0,321	1,43
8,60	13600	826,67	77,40	154,58	346,69	2,38	2,24	0,461	0,320	1,44
8,80	14200	853,33	79,20	159,56	350,66	2,37	2,19	0,461	0,319	1,44
9	15400	706,67	81	171,11	310,50	2,25	1,81	0,461	0,319	1,44
9,20	18000	933,33	82,80	197,81	365,16	2,26	1,84	0,461	0,318	1,44
9,40	19000	1000	84,60	206,57	378,77	2,26	1,83	0,461	0,318	1,44
9,60	22000	933,33	86,40	236,68	368,15	2,15	1,55	0,461	0,317	1,45
9,80	26000	1066,67	88,20	276,84	404,89	2,10	1,46	0,461	0,317	1,45
10	27000	1266,67	90	284,60	441,64	2,15	1,55	0,461	0,316	1,45
10,20	29000	1533,33	91,80	302,67	492,22	2,18	1,62	0,461	0,316	1,45
10,40	32000	1866,67	93,60	330,75	554,63	2,20	1,67	0,461	0,315	1,45



**Figure 3.30 :** Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur



**Figure 3.31 :** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur

Par contre pour ce sondage, on ne constate que le facteur de sécurité de la figure (3.30), dans la couche qui s'étend de 0 à 0.8 est inférieur à 1.25, ce qui signifie que le sol est **liquéfiab**le. Mais le reste du profile le sol n'est pas liquéfiable.

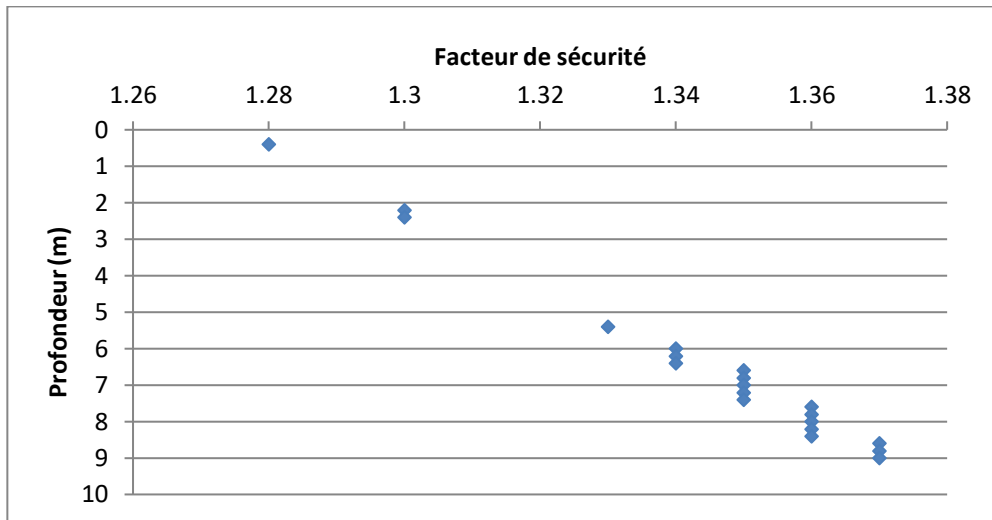


### 3.4.2. Méthode d'Andrus et Al(2004)

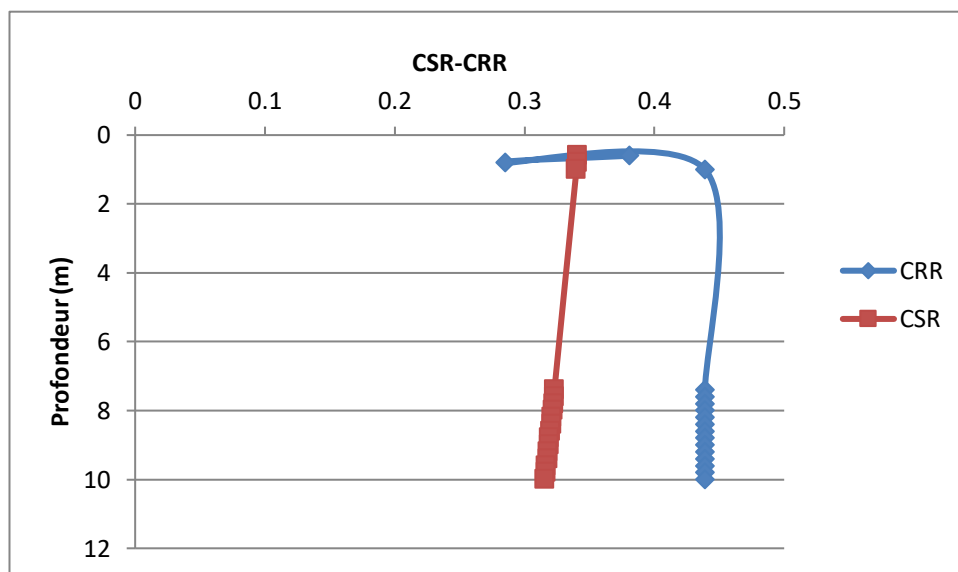
#### (Sondage N°1: La route de la plage du Bhira)

**Tableau 3.13** Calcul du facteur de sécurité méthode Andrus et Al (2004)(Sondage N°1 : La route de la plage bhira )

Z(m)	qc(KPa)	fs(Kpa)	$\sigma'_{v0}$ (Kpa)	qc1n	qc1n,cs	lc	KC	CRR	CSR	Fs
0,40	4200	253,33	3,60	71,40	225,77	2,57	3,16	0,439	0,342	1,28
2,20	17000	866,67	19,80	289	465,63	2,17	1,61	0,439	0,337	1,30
2,40	15200	853,33	21,60	258,40	455,03	2,23	1,76	0,439	0,336	1,30
5,40	7200	453,33	48,60	103,28	282,99	2,49	2,74	0,439	0,328	1,33
6,00	8400	706,67	54	114,31	361,76	2,57	3,16	0,439	0,327	1,34
6,20	8600	760	55,80	115,12	375,42	2,58	3,26	0,439	0,326	1,34
6,40	8400	706,67	57,60	110,67	355,50	2,59	3,21	0,439	0,326	1,34
6,60	8600	760	59,40	111,58	369,09	2,59	3,30	0,439	0,325	1,35
6,80	9400	840	61,20	120,15	387,54	2,58	3,22	0,439	0,325	1,35
7,00	10400	906,67	63	131,02	400,26	2,55	3,05	0,439	0,324	1,35
7,20	11200	1053,33	64,80	139,13	436,28	2,56	3,13	0,439	0,324	1,35
7,40	12000	1133,33	66,60	147,04	451,89	2,55	3,07	0,439	0,323	1,35
7,60	14300	1046,67	68,40	172,90	418,14	2,42	2,41	0,439	0,323	1,36
7,80	16000	1066,67	70,20	190,96	417,61	2,36	2,18	0,439	0,322	1,36
8,00	17000	1200	72	200,34	446,66	2,37	2,22	0,439	0,322	1,36
8,20	15500	1100	73,80	180,42	420,38	2,40	2,32	0,439	0,321	1,36
8,40	14200	1053,33	75,60	163,31	407,96	2,44	2,49	0,439	0,321	1,36
8,60	15000	800	77,40	170,49	338,60	2,31	1,98	0,439	0,320	1,37
8,80	16000	1066,67	79,20	179,78	402,66	2,38	2,23	0,439	0,319	1,37
9,00	24000	1600,00	81	266,67	517,86	2,29	1,94	0,439	0,319	1,37



**Figure 3.31 :** Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur



**Figure 3.32 :** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur

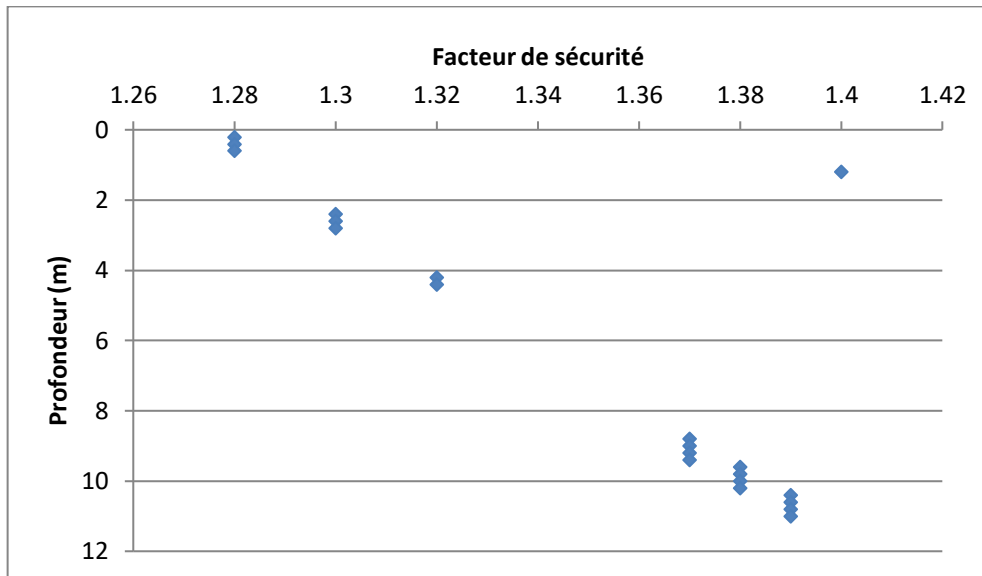
Suivant le sondage d'après la figure (3.31) le sol est susceptible à la liquéfaction=0,4m jusqu'à z=5,4m, par contre pour le reste de profil de sol il n'y a pas de risque de liquéfaction.

**(Sondage N°2 : La route du la plage de Bhira)**

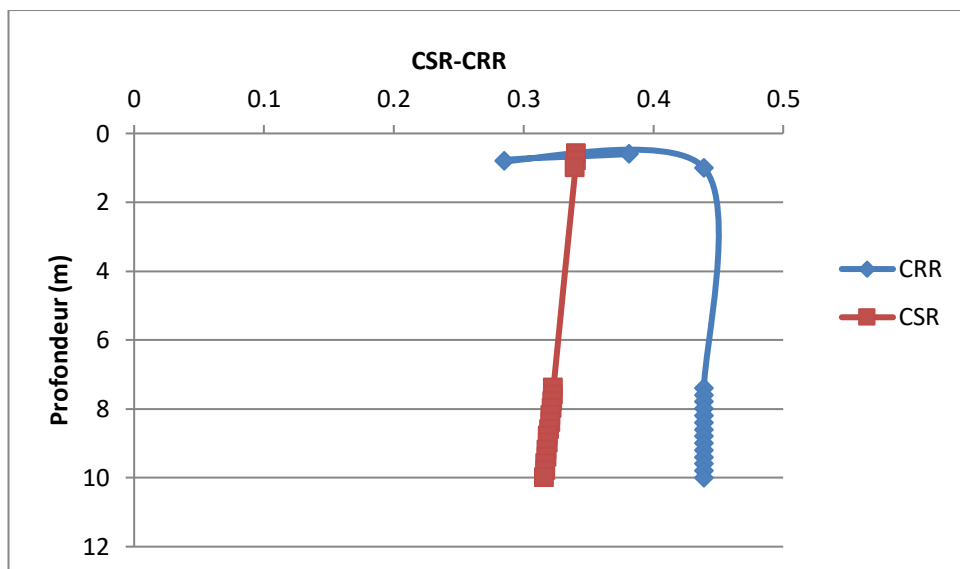
**Tableau3.14 : Calcul du facteur de sécurité méthode d'Andrus et Al(2004)**

(Sondage N°2 : la route de la plage du bhira )

Z(m)	qc(KPa)	fs(KPa)	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	qc1n	qc1n,c s	lc	Kc	CRR	CSR	Fs
0.20	5400	266,67	1,80	91,80	226,35	2,43	2,46	0.439	0,342	1,28
0,40	4200	213,33	3,60	71,40	203,09	2,51	2,84	0.439	0,343	1,28
0,60	4200	173,33	5,40	71,41	179,44	2,44	2,51	0.439	0,341	1,28
2,40	4200	253,33	21,60	71,42	227,05	2,57	3,17	0.439	0,336	1,30
2,60	5200	266,67	23,40	88,40	228,44	2,46	2,58	0.439	0,336	1,30
2,80	4200	235,32	25,20	71,40	227,31	2,55	3,04	0.439	0,335	1,30
4,20	6200	266,67	37,80	100,84	220,44	2,36	2,18	0.439	0,332	1,32
4,40	7200	480,00	39,60	114,41	309,96	2,48	2,70	0.439	0,331	1,32
8,80	12400	773,33	79,20	139,33	332,05	2,41	2,38	0.439	0,319	1,37
9	13600	826,67	81	151,11	342,20	2,38	2,26	0.439	0,319	1,37
9,20	14200	853,33	82,80	156,05	346,17	2,37	2,21	0.439	0,318	1,37
9,40	16000	1066,67	84,60	173,95	394,83	2,38	2,26	0.439	0,318	1,37
9,60	15400	706,67	86,40	165,67	304,47	2,26	1,83	0.439	0,317	1,38
9,80	17000	733,33	88,20	181,01	310,78	2,21	1,71	0.439	0,317	1,38
10	17000	800	90	179,19	324,31	2,25	1,80	0.439	0,316	1,38
10,20	18000	933,33	91,80	187,86	353,58	2,27	1,88	0.439	0,316	1,38
10,40	19000	1266,67	93,60	196,38	425,29	2,36	2,16	0.439	0,315	1,39
10,60	21000	1200	95,40	215,00	408,50	2,28	1,89	0.439	0,315	1,39
10,80	24000	1200	97,20	243,43	409,98	2,20	1,68	0.439	0,314	1,39
11	26000	1733,33	99,00	261,30	511,12	2,30	1,95	0.439	0,314	1,39
11,20	32000	1733,34	100,80	318,72	517,81	2,18	1,62	0.439	0,313	1,40



**Figure 3.33 :** Variation du facteur de sécurité  $F_s$  en fonction de la profondeur (La route de la plage du bhira)



**Figure 3.34 :** Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage N°2 : route el bhira)

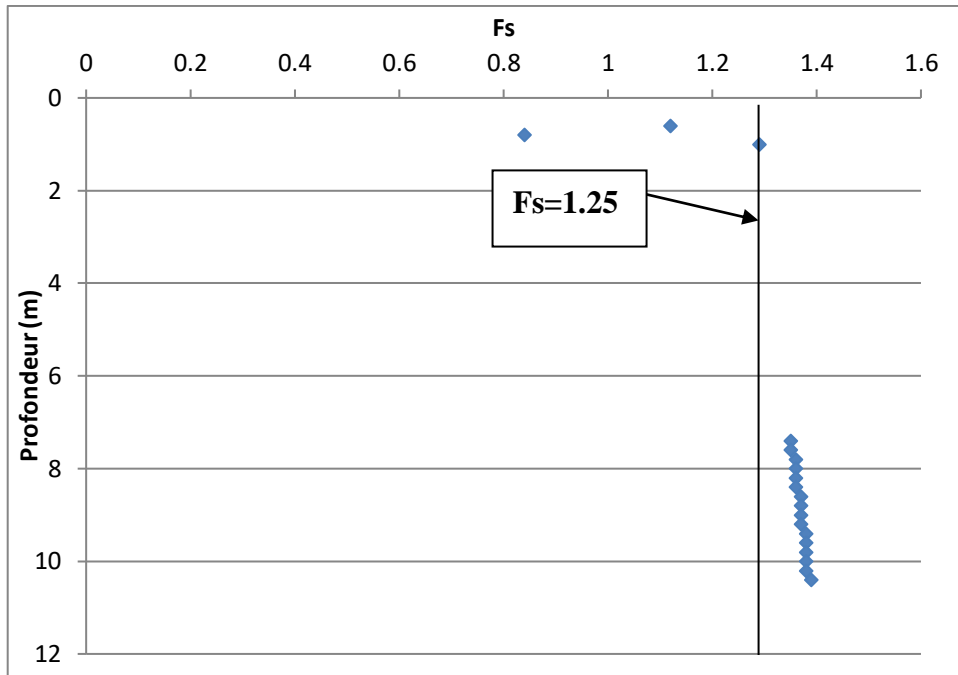
Pour le sondage selon les figures (3.33) et (3.34), nous voyons que pour l'ensemble des couches de CRR est toujours supérieur à CSR, ce qui signifie que les différentes couches ne sont pas liquéfiables.

**(Sondage N°3 : la route de la plage bhira)**

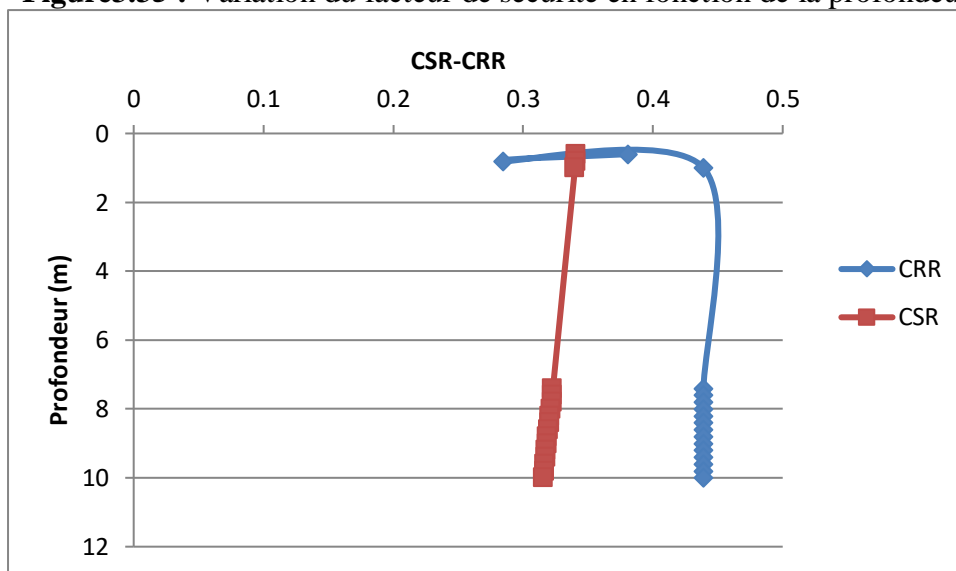
**Tableau3.15** : Calcul du facteur de sécurité méthode Andrus etAl(2004)

(Sondage N°3 de la route de plage du bhira )

Z(m)	qc(KPa)	fs(Kpa)	$\sigma'_{v0}$ (Kpa)	qc1n	qc1n, cs	lc	Kc	CRR	CSR	Fs
0,60	2600	106,67	5,40	44,20	143,75	2,59	3,25	0,381	0,341	1,12
0,80	3200	66,67	7,20	54,40	109,59	2,32	2,01	0,285	0,341	0,84
1	4200	173,33	9	71,40	179,63	2,45	2,51	0,439	0,340	1,29
7,40	8400	573,33	66,60	102,93	298,10	2,52	2,89	0,439	0,323	1,35
7,60	8600	626,67	68,40	103,98	312,84	2,54	3,01	0,439	0,323	1,35
7,80	9400	573,33	70,20	112,19	290,28	2,46	2,58	0,439	0,3226	1,36
8	10400	773,33	72	122,56	346,74	2,51	2,83	0,439	0,322	1,36
8,20	11400	706,67	73,80	132,70	321,68	2,42	2,42	0,439	0,321	1,36
8,40	12600	760	75,60	144,91	332,29	2,39	2,29	0,439	0,321	1,36
8,60	13600	826,67	77,40	154,58	346,69	2,38	2,24	0,439	0,320	1,37
8,80	14200	853,33	79,20	159,56	350,66	2,37	2,19	0,439	0,319	1,37
9	15400	706,67	81	171,11	310,50	2,25	1,81	0,439	0,319	1,37
9,20	18000	933,33	82,80	197,81	365,16	2,26	1,84	0,439	0,318	1,37
9,40	19000	1000	84,60	206,57	378,77	2,26	1,83	0,439	0,318	1,38
9,60	22000	933,33	86,40	236,68	368,15	2,15	1,55	0,439	0,317	1,38
9,80	26000	1066,67	88,20	276,84	404,89	2,10	1,46	0,439	0,317	1,38
10	27000	1266,67	90	284,60	441,64	2,15	1,55	0,439	0,316	1,38
10,20	29000	1533,33	91,80	302,67	492,22	2,18	1,62	0,439	0,316	1,38
10,40	32000	1866,67	93,60	330,75	554,63	2,20	1,67	0,439	0,315	1,39



**Figure3.35** : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur



**Figure3.36** : Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur  
(Sondage route el bhira)

D'après la figure (3.35) et (3.36), nous voyons que le facteur de sécurité dans la couche qui s'étend de 0m jusqu'à 0.8 m est inférieur à 1.25, ce qui signifie que le sol est liquéfiable. Mais le reste du profil le sol n'est pas liquéfiable.

### 3.5. La comparaison entre les méthodes des calcules :

#### 3.5.1. Méthode de SPT Chfek Ghzaouet :

**Tableau 3.16:** Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT

Z(m)	Méthode de Blake			Méthode d'Andrus et al			Méthode d'Idriss et Boulanger		
	N°1	N°2	N°3	N°1	N°2	N°3	N°1	N°2	N°3
4	0,98	1,433	1,275	0,96	1,22	1,13	1,18	1,43	1,34
8	1,77	0,733	0,908	1,54	0,69	0,80	1,66	0,84	0,94
12	1,29	1,295	1,150	1,07	1,07	0,94	1,19	1,19	1,07
16	0,85	1,532	0,922	0,78	1,31	0,78	0,86	1,42	0,90
20	1,03	1,728	1,351	0,86	1,49	1,10	1,00	1,61	1,24
24	0,99	2,435	1,493	0,87	2,42	1,23	1,03	2,43	1,38

Le tableau 3.16 qui représente une comparaison entre les méthodes montre que les valeurs(en vert) de  $F_s$  sont en général proches mais comme même, nous pouvons remarquer que c'est la méthode de (Andrus et al) qui donne toujours des valeurs de  $F_s$  moins par rapport aux autres méthodes.

### 3.5.2. Méthode de CPT pour la route de Ouled Benayed "B'Hira":

#### Sondage N°1 : la route de la plage Du Bhira

Tableau3.17 : Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT

Z(m)	Méthode de Robertson et Wride	Méthode d'Andrus et al
0,40	1,34	1,28
2,20	1,36	1,30
2,40	1,36	1,30
5,40	1,40	1,33
6,00	1,40	1,34
6,20	1,41	1,34
6,40	1,41	1,34
6,60	1,41	1,35
6,80	1,41	1,35
7,00	1,41	1,35
7.20	1.42	1.35
7.40	1.42	1.35
7.60	1.42	1.36
7.80	1.42	1.36
8.00	1.43	1.36
8.20	1.43	1.36
8.40	1.43	1.36
8.60	1.43	1.37
8.80	1.44	1.37
9.00	1.44	1.37



## Sondage N°2 : La route de la plage du Bhira

Tableau3.18 : Comparaison de la variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT

Z(m)	Méthode de Robertson Et Wride	Méthode d'Andrus et al
0,20	1,34	1,28
0,40	1,35	1,28
0,60	1,35	1,28
2,40	1,36	1,30
2,60	1,37	1,30
2,80	1,38	1,30
4,20	1,38	1,32
4,40	1,39	1,32
8,80	1,44	1,37
9	1,45	1,37
9,20	1,46	1,37
9,40	1,47	1,37
9,60	1,45	1,38
9,80	1,45	1,38
10	1,45	1,38
10,20	1,45	1,38
10,40	1,46	1,39
10,60	1,46	1,39
10,80	1,47	1,39
11	1,46	1,39

## Sondage N°3 : La route de la plage du Bhira

**Tableau3.19** : Comparaison de la variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT

Z(m)	Méthode de Robertson Et Wride	Méthode d'Andrus et al
0,60	1,04	1,12
0,80	0,59	0,84
1	1,35	1,29
7,40	1,42	1,35
7,60	1,42	1,35
7,80	1,42	1,36
8	1,43	1,36
8,20	1,43	1,36
8,40	1,43	1,36
8,60	1,44	1,37
8,80	1,44	1,37
9	1,44	1,37
9,20	1,44	1,37
9,40	1,44	1,38
9,60	1,45	1,38
9,80	1,45	1,38
10	1,45	1,38
10,20	1,45	1,38
10,40	1,45	1,39
10,60	1,04	1,12

Suivant les tableaux, nous remarquons que les valeurs de facteur de sécurité pour les deux méthodes sont très proches. C'est clair également pour le site de ouled ben ayed bhira que la méthode de Méthode (d'Andrus et al) donne des valeurs de  $F_s$  moins par rapport à la méthode de (Robertson et Wride) pour presque tous les points.

### 3.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évalué le potentiel de la liquéfaction dans plusieurs points se trouvant dans les deux sites : Tlemcen (Chfek,Ghazaouet) et Tlemcen (ouled ben ayed bhira ) Les résultats ont montré qu'il y a un risque de la liquéfaction dans plusieurs points comparant le facteur de sécurité calculé avec la valeur 1.25 d'après (RPA 99 article n°5) La comparaison faite entre les méthodes simplifiées montre que les valeurs de facteur de sécurité sont presque semblables pour toutes les méthodes .

## **Chapitre 04: Evaluation du** **Tassement par les essais in situ (CPT-SPT)**

### **4.1 Introduction**

Des méthodes simplifiées permettent d'évaluer les tassements post-liquéfaction des sols à partir des essais géotechniques in situ de type CPT ou SPT, et des facteurs de sécurité à la liquéfaction  $F_{SL}$

obtenus par application de la méthode simplifiée de Seed. Pour chaque type d'essai SPT ou CPT. Dans ce chapitre je veux comparer les résultats de deux méthodes courantes d'évaluation des tassements post-liquéfaction.

Dans la littérature il existe trois approches disponibles pour prédire les tassements:

- La première consiste à utiliser des méthodes simplifiées.
- La seconde consiste à utiliser des essais cycliques de laboratoire.
- La troisième consiste à utiliser des méthodes numériques en contraintes effectives

On s'intéresse à la première approche qui consiste à utiliser des méthodes simplifiées permettant d'évaluer le tassement sismo-induit sous nappe de sables propres à partir des essais au carottier poinçonneur SPT ou au pénétromètre statique CPT déjà étudié en chapitre 03.

Pour chaque type d'essai CPT ou SPT, on va comparée les résultats des deux méthodes courantes pour évaluer le tassement:

Les méthodes de (Buissman ,1936) et d'Idriss & Boulanger (2008) pour l'essai CPT pour la route de la plage du bhira et d'Idriss & Boulanger (2008) et méthode de Cetin et al. (2009) pour l'essai SPT de Chfek Ghazaouet.

## 4.2. La méthode de Cetin et al. (2009)

Cetin et al. (2009), ont proposé un modèle semi-empirique pour l'évaluation de la déformation cyclique des sols pulvérulents et le tassement (Dr.Fatima AYAD, 2014) présent comme suivant :

$$\ln(\varepsilon_v) = \ln \left( 1.879 \ln \left( \frac{780.416 \ln(CSR_{ajusté}) - N_{1.60cs} + 2442.465}{636.613.N_{1.60.cs} + 306.732} \right) + 8.583 \right) \pm 0.689 \quad (4.1)$$

$$\text{lim} : 5 \leq N_{1.60.cs} \leq 40 \quad ; \quad 0.05 \leq CSR_{ajusté} \leq 0.60$$

0.689 : représente l'écart type du modèle de déformation volumétrique

$$CSR_{ajusté} = \frac{CSR}{K_{md}.K_{Mw}.K_{\sigma}} \quad (4.2)$$

$CSR_{ajusté}$  :C'est le CSR défini par Seed et Idriss (1971) ajusté pour la contrainte de confinement, la densité relative  $d_r$  et la magnitude de moment, et il est défini par l'équation (4.2)

$K_{md}$  :Est une correction utilisée pour convertir la valeur CSR appliquée multi directionnellement à la valeur de CSR appliquée de façon unidirectionnelle dans le laboratoire.

(Wu et al. 2003) ont évalué  $K_{md}$  en fonction de la densité relative, comme représenté par l'équation suivante :

$$K_{md} = 0.361 \ln(D_r) - 0.579 \quad (4.3)$$

Le facteur de correction de la magnitude a été proposé par Cetin et al. (2004) comme indiqué par l'équation suivante

$$K_{Mw} = \frac{87.1}{M_w^{2.217}} \quad (4.4)$$

Enfin, l'augmentation non linéaire de la résistance aux cisaillements cycliques avec l'augmentation de la contrainte de confinement ou la contrainte effective verticale est exprimée par le facteur.

$$K_{\sigma} = \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{f-1} \quad (4.5)$$

$$f = 1 - 0.05D_r \quad (4.6)$$

Le tassement de chaque couche est ensuite calculée sur la base de la déformation volumique de la couche et en considérant l'épaisseur de la couche et le facteur de pondération.

$$S_i = \varepsilon_{v,i} \cdot t_i \cdot DF_{D,i} \quad (4.7)$$

$t_i$  : Est l'épaisseur de la couche de sol

**DFI** : est le facteur de pondération de la profondeur proposée définie par l'équation

$$DF_{D,i} = 1 - \left( \frac{1}{z_{cr}} \right) \cdot \left( \frac{d_r}{2} \right) \quad (4.8)$$

Où

$d_r$  = mi- profondeur de chaque couche à partir de la surface du sol ;

$z_{cr}$  = la profondeur critique au-delà duquel le tassement de la couche ne peut pas être tracé, ce qui était suggéré d'être 18 m par Cetin et al. (2009).

On calculé le tassement pour le Sondage N°1 ChfekGhazaouet :

Le tassement de la "colonne" entière du sol constitué de plusieurs couches est ensuite calculé comme suit:

$$S = \frac{1}{NF} \sum S_i \quad (4.9)$$

Où

**NF** : est le facteur de normalisation, défini comme suit:

$$NF = \frac{\sum t_i \cdot DF_{D,i}}{\sum t_i} \quad (4.10)$$

#### 4.2.1. Pour le sondage N°1 Chfek, Ghazaouet

Avec  $z_{cr} = 18m$

**Tableau 4.1** : présentation des valeurs pour le calcul du tassement.

$d_r$	CSR	CSR <sub>ajusté</sub>	$K_{md}$	$K_{Mw}$	$K_{\sigma}$	$\varepsilon_v$	$D_r$	$S_i$	(N1)60
6	0.186	0.165	0.82	1.37	0.99	4%	49	1.9	11
10	0.222	0.182	0.92	1.37	0.97	2%	65	1.4	20
14	0.224	0.261	0.85	1.37	0.74	4.5%	53	3.8	13
18	0.207	0.241	0.85	1.37	0.74	4.5%	53	4.8	13

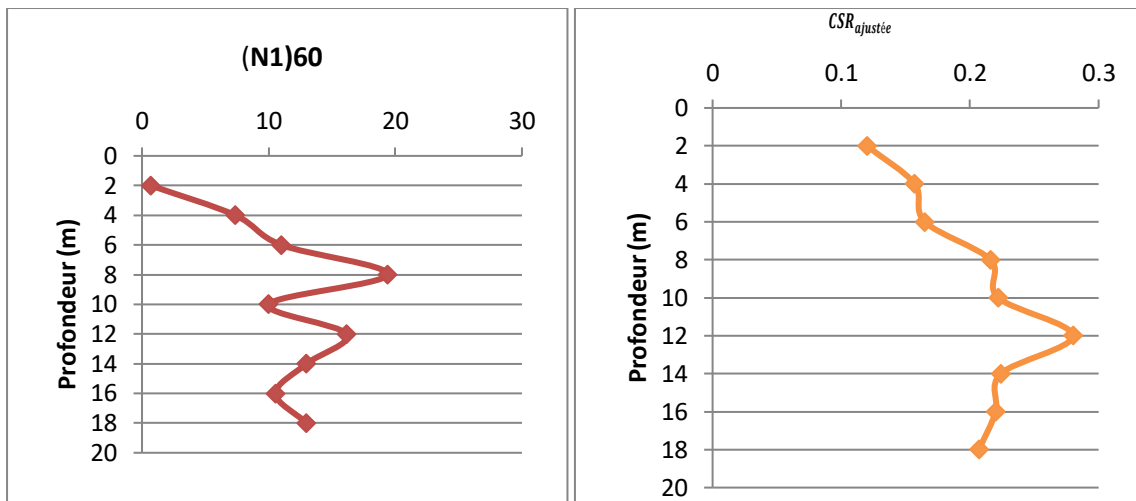


Figure 4.1. Distribution de  $N1_{60}$  et CSR du sol étudié

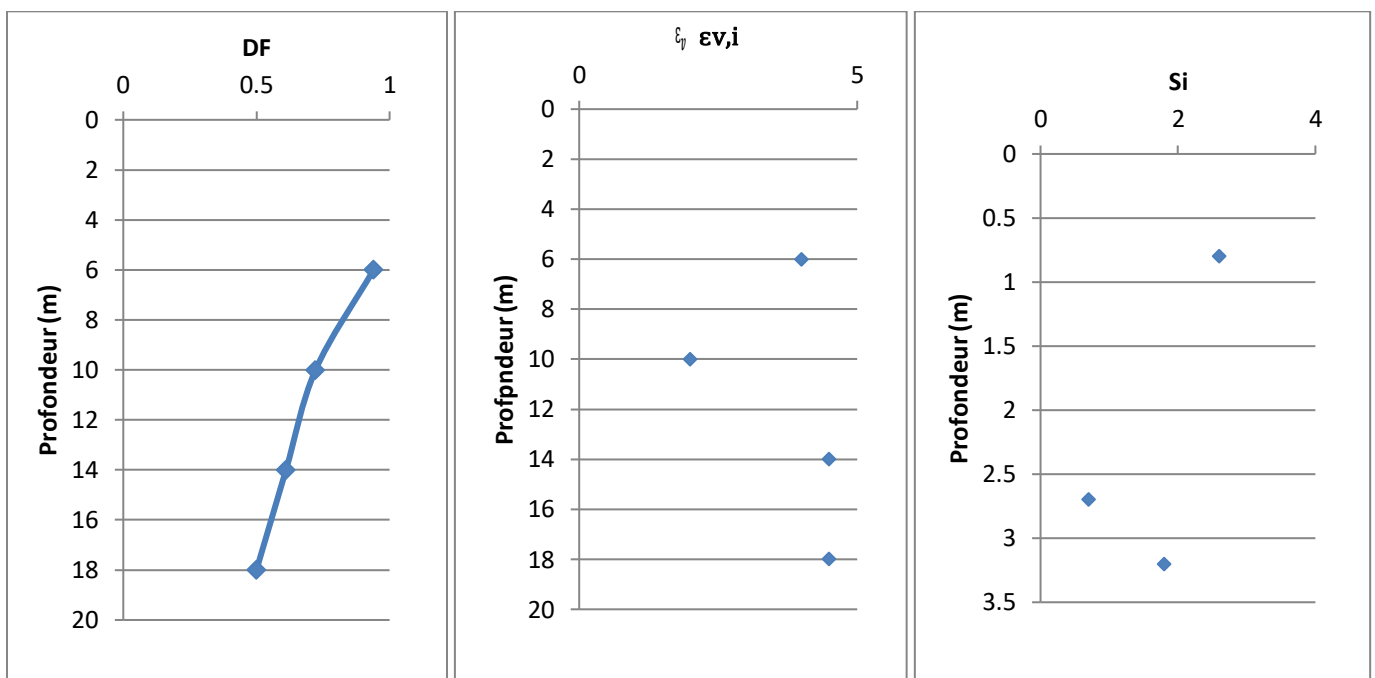


Figure 4.2 : Distribution de DF, la déformation et le tassement de chaque couche de sol.

Cette figure montre que le tassement augmente en allant de la surface de sol vers la profondeur. Cela peut être expliqué par l'augmentation du nombre de coups ( $N1_{60}$ ) en fonction de la profondeur et par la diminution de l'influence des couches en profondeur. Le tassement maximal estimé en utilisant la méthode de (Cetin et al.2009) est de 11.1 cm.

Pour le sondage N°1 Chfek Ghazaouet :

### 4.3. Méthode de Tokimatsu et Seed (1987)

L'évaluation de la déformation volumique  $\varepsilon_v$  peut être faite grâce à l'abaque de Tokimatsu et Seed (1987) à partir de la résistance SPT normalisée ( $N1_{60}$ ) (Youdet al., 2001) et du taux de cisaillement cyclique CSR (équ. M=6.5) à une magnitude de 6.5.

Pour une magnitude  $M$  du séisme différente de 6.5, le taux de cisaillement cyclique  $CSR_M$  doit être ramené à une magnitude 6.5, selon l'équation (4.1) suivante:

$$CSR_{equ.M=6.5} = CSR_M / MSF \quad (4.11)$$

$CSR_M$  Déterminé par application de la méthode simplifiée de Seed;

$MSF_s$  Facteur de correction de magnitude

Sont calculés pour le séisme considéré de magnitude  $M$ .

#### 4.4. Méthode d'Ishihara et Yoshimine (1992)

L'évaluation de la déformation volumique  $\epsilon_v$  peut être faite grâce à l'abaque d'Ishihara et Yoshimine (1992) pour un sable propre à partir des densités relatives  $D_r$ . Cette méthode utilise d'une part le facteur de sécurité à la liquéfaction  $FS_L$  déterminé par application de la méthode simplifiée de Seed (1971) et d'autre part, les résultats des sondages SPT ou CPT. La mise en équation de l'abaque d'Ishihara et Yoshimine (1992) est précisée par Yoshimine et al. (2006). La déformation volumique sismo-induite  $\epsilon_v$  s'écrit alors:

$$\epsilon_v = 1,5 e^{-0,025 D_r} \min(8; \gamma_{max}) \quad (4.12)$$

$D_r$  La densité relative en pourcent et  $\gamma_{max}$  est la déformation de cisaillement maximale en pourcent,

avec:

Si  $FS_L < F_{ult}$   $\gamma_{max}$  est infini  $\longrightarrow$

Si  $FS_L \geq 2$   $\longrightarrow \gamma_{max} = 0$

$$\text{Si } F_{ult} \leq FS_L < 2 \longrightarrow \gamma_{max} = 3,5(2 - FS_L) \frac{1 - F_{ult}}{FS_L - F_{ult}} \quad (4.13)$$

Avec:

Si  $D_{r,ini} \geq 39,2\%$  alors  $F_{ult} = 0,032 + 0,047 D_{r,ini} - 0,0006 D_{r,ini}^2$

Où  $D_r$  est la densité relative en pourcent, sinon  $F_{ult} = +0,9524$ .

#### 4.5. Apports de Zhang, Robertson et Brachman (2002)

L'apport de Zhang et al. (2002) au travail d'Ishihara & Yoshimine (1992) est de présenter les résultats sous une forme différente. Zhang et al. (2002) utilisent par ailleurs la même relation de Tatsuoka et al. (1990) pour lier la densité relative  $D_r$  aux mesures faites in situ avec les sondages CPT. La relation de Tatsuoka et al. (1990) est la suivante :

$$D_r = -85 + 76 \log(qc_{1N}) \quad (4.14)$$

Où  $D_r$  est en pourcent (%)

#### 4.6. Apports d'Idriss et Boulanger(2008)

L'apport d'Idriss & Boulanger (2008) au travail d'Ishihara & Yoshimine (1992) est d'avoir révisé les corrélations liant la densité relative  $D_r$  aux mesures faites in situ avec les sondages SPT et CPT. Les domaines de validité de ces relations correspondent à une résistance  $(N1)_{60}$  comprise entre 4 et 37 et une résistance  $qc_{1N}$  comprise entre 60 et 235. Les relations utilisées par Idriss et Boulanger (2008) sont les suivantes:

$$\text{Pour l'essai SPT: } D_r = \sqrt{\frac{(N1)_{60}}{46}} \quad (4.15)$$

Où  $D_r$  est exprimé en chiffre décimal

$$\text{Pour l'essai CPT: } D_r = 0,975 \times 0,478 (qc_{1N})^{0,264} - 1,063 \quad (4.16)$$

Avec  $D_r$  également en chiffre décimal

#### 4.7. Evaluation du tassement sismo-induit à partir de l'essai SPT

##### Pour le sondage N°1 chfek Ghazaouet:

Les résultats d'un essai *in situ* fictif de pénétration au carottier sont présentés dans les quatre premières colonnes du tableau 4.2 Les mesures SPT sont réalisées dans des sols de poids volumique saturé  $\gamma_{sat} = 19 \text{ KN/m}^3$ .  $\gamma_{sol} = 17 \text{ KN/m}^3$ . On considère un niveau de la nappe lors de la réalisation du forage à - 1 m par rapport au niveau du terrain naturel, un carottier de diamètre intérieur 35 mm, et un diamètre de forage compris entre 65 et 115 mm.

L'évaluation du rapport de cisaillement cyclique CSR induit par le séisme est effectuée en considérant un séisme de magnitude  $M_w$  égale à 6.5, une accélération maximale égale à 0.25g, et un niveau d'eau concomitant avec le séisme de projet affleurant.

Les deux dernières colonnes du tableau 4.2 présentent les résultats obtenus.

**Tableau 4.2:** Présentation des données brutes du cast pour les essais de pénétration au carottier SPT et résultats synthétiques du calcul du facteur de sécurité selon (d'Idriss et Boulanger(2008))

Z(m)	$N1_{60}$	$D_r$	$F_{sl}$	$\varepsilon_v(\%)$
4	7.360	49	0.85	3.5
8	13.391	65	0.5	2.5
12	16.16	53	0.8	4.5
16	10.540	53	0.8	5.5



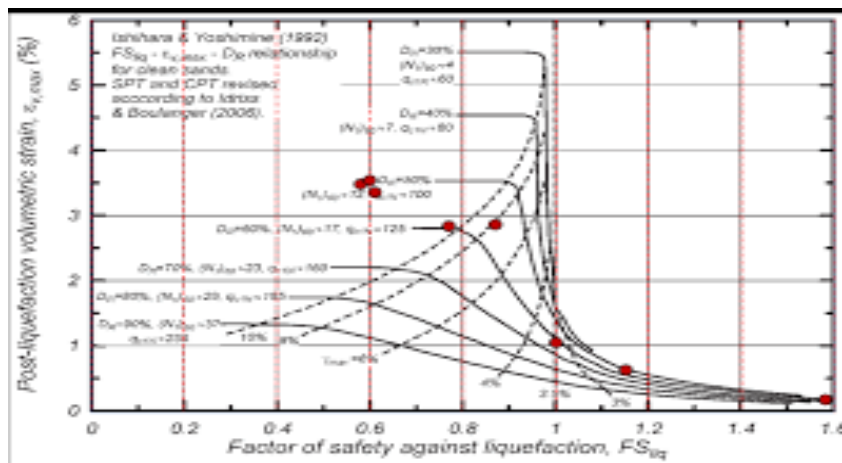
$$\text{Le Tassement } S_i = \varepsilon_v(\%) * z(m)$$

Pour les hauteurs : 4, 8, 12,16 le tassement sera 0.14 ; 0.2 ; 0,54 ; 0.88

**Tableau 4.3** : Présentation des données brutes du cas test pour les essais de pénétration au carottier SPT et résultats synthétiques du calcul du facteur de sécurité selon (d’idriiss et boulangier(2008))

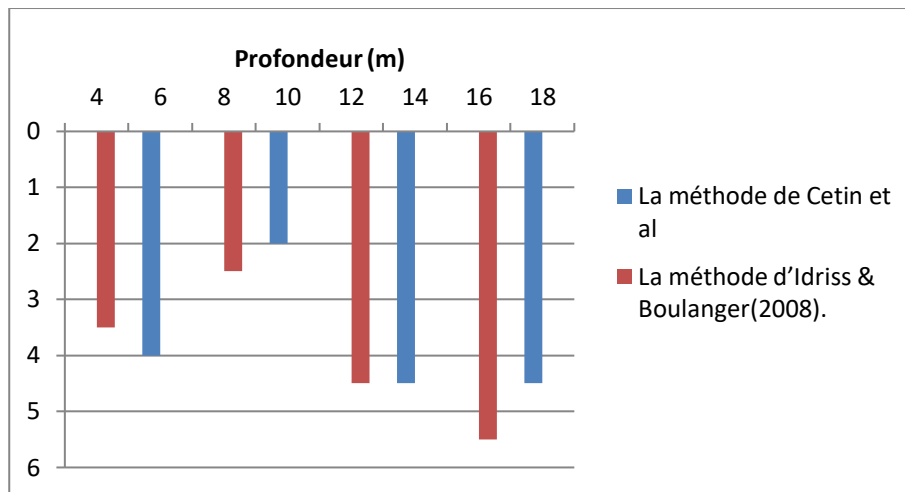
Profondeur (m)	NSPT	Rapport d'énergie Er(%)	Fraction Fines FC(%)	Hauteur sous Enclume(m)	CSR6.5	FSL
4	6	60	14	2	0.165	0.58
8	19	40	14	6	0.182	0.77
12	18	54	14	10	0.261	1.50
16	13	60	14	14	0.241	0.60
20	16	90	14	18	238	N L

NL : Non Liquéfiable



**Figure 4.3:** Evaluation des déformations volumique par essai sur l’abaque d’Idriss & Boulanger(2008).

La figure 4.4 compare les déformations volumiques évaluées à chaque profondeur par les deux méthodes testées utilisant l’essai SPT. Elle met en évidence que les tassements évalués par l’abaque de d’Idriss & Boulanger(2008). et plus faibles que ceux évalués par La méthode de Cetin et al et plus faibles si sont exclues les déformations inférieures au pourcent.



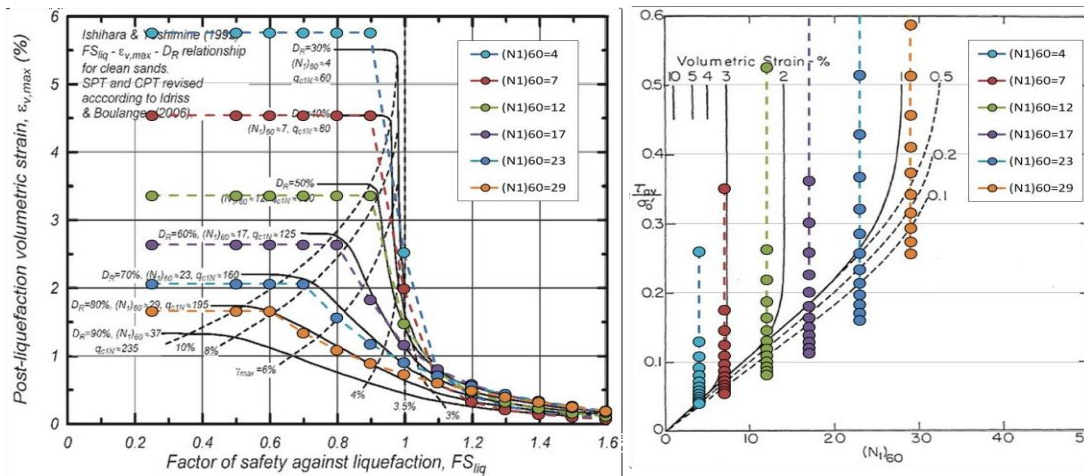
**Figure 4.4 :** Présentation synthétique des déformations volumiques (en %) évaluées à chaque profondeur par la méthode de La méthode de Cetin et al et celle d'Idriss&Boulanger(2008).

#### 4.8. Comparaison systématique des deux méthodes

Les déformations volumiques sont évaluées par le calcul de façon systématique, selon la méthode d'Idriss & Boulanger (2008), pour des valeurs de  $(N1)_{60}$  de 7.36, 19.391, 16, 16, 10.54 et pour des facteurs de sécurité à la liquéfaction FSL compris entre 0,5 et 1,1 ce qui permet de couvrir ainsi tout le diagramme d'Idriss et Boulanger.

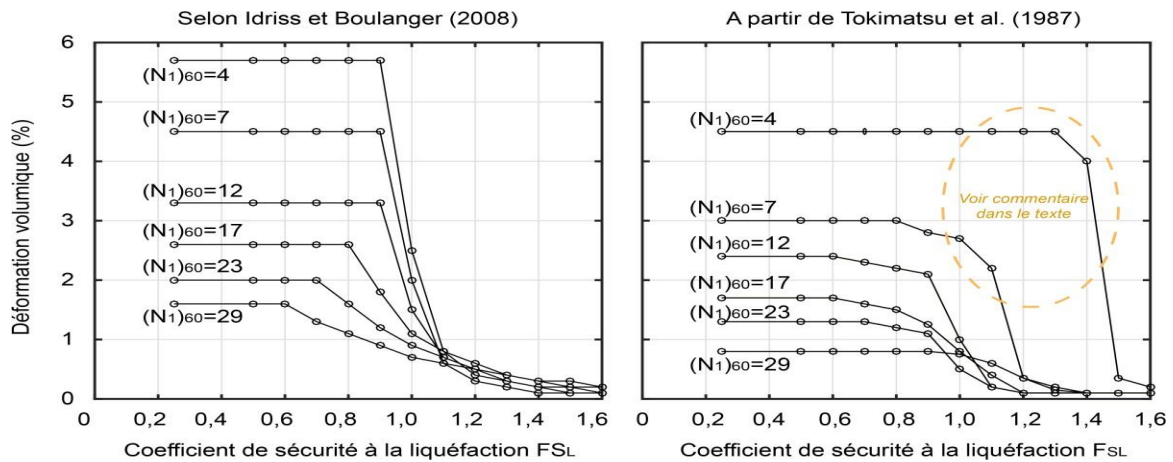
Pour pouvoir replacer Les points sur l'abaque de Tokimatsu&Seed (1987), la résistance au cisaillement cyclique normalisée  $CRR_{7.5}$  est d'abord calculée par la méthode de Youd *et al.* (2001), puis le taux de cisaillement cyclique  $CSR_{7.5}$  est ensuite obtenu à partir de la résistance au cisaillement cyclique normalisée  $CRR_{7.5}$  et du facteur de sécurité FSL. Connaissant  $(N1)_{60}$  et le  $CSR_{7.5}$  associés à chaque point de calcul, les déformations volumiques sont lues sur l'abaque de Tokimatsu et Seed (1987) Ainsi, pour chaque couple  $(N1)_{60}$ -FSL sont associées les déformations volumiques évaluées selon les abaques de Tokimatsu & Seed (1987) et d'Idriss & Boulanger (2008).

**Figure 4.5 :** Représentation des points de calcul utilisés pour la comparaison systématique des



déformations volumiques évaluées par les abaques de Tokimatsu & Seed (1987) et d'Idriss & Boulanger(2008).

La figure 4.5 présente sous une forme similaire les déformations volumiques évaluées par les deux méthodes. Elle met en évidence que les tassements évalués avec l'abaque de Tokimatsu & Seed (1987) sont en moyenne 30 à 40% plus faibles que ceux évalués par la méthode de Cetin et al. Le seul cas particulier est limité aux couples (coefficient de sécurité  $F_{sl} \geq 1$ ; nombre decoups  $(N1)_{60} \leq 7$ ). Dans cette zone, les courbes des valeurs des déformations volumiques



**Figure 4.6 :** Présentation similaire des déformations volumiques (en %) évaluées par les méthodes de Tokimatsu & Seed(1987) et d'Idriss & Boulanger(2008).

Sont très proches, voire confondues sur l'abaque de Tokimatsu & Seed (1987). Les déformations volumiques sont ainsi difficiles à lire sur l'abaque, et peuvent être supérieures à celles évaluées par la méthode d'Idriss & Boulanger (2008). Dans ces cas particuliers, le lecteur pourra se référer à un second abaque proposé par Tokimatsu & Seed (1987), valable lorsque  $F_{sl}$  est supérieur à 1, qui présente un intérêt pratique. Son utilisation permet de généraliser la conclusion sur les différences entre les deux méthodes.

## 4.9. Evaluation du tassement sismo-induit à partir de l'essai CPT

### 4.9.1. (Méthode de Buissman, 1936)

#### Pour le sondage N°1 de la route de la plage du Bhira:

Cette méthode est développée par (Buissman, 1936). Le calcul avec cette dernière reste empirique, il n'est utilisé qu'à titre de recherche, Donnée comme suite:

$$\Delta H = \frac{H}{E_{oed}} \cdot \Delta \sigma_v \quad (4.17)$$

$$\text{Avec : } E_{oed} = \alpha' q_{cm} \quad (4.18)$$

H : La hauteur de la sous couche,

$q_{cm}$  : Résistance de pointe moyenne de la sous couche,

$\Delta \sigma_v$ : Est une contrainte d'accroissement,

$\alpha'$  : Est un coefficient dépend de la nature de sol.

$\alpha'$  pour les sols mous on le prend de (10 à 12).

Evaluation du tassement avec l'essai CPT

On divise le sol en 3 sous couche de 3 m d'épaisseur sous la fondation pour calcul du tassement en utilisant

la formule  $(\Delta H = \frac{H}{E_{oed}} \cdot \Delta \sigma_v)$ . (4.19)

1-Calcul du tassement à partir du **CPT** –

Tassement de la **1<sup>ere</sup>** sous couche :

Le coefficient  $\alpha' = 12$  pour les sols mous.

La résistance au pointe moyenne de la **1<sup>ere</sup> sous couche** est :  $q_{cm} = 3.52 \text{ b}$ ,  $\Delta \sigma_v = 1.613 \text{ bars}$ .

On a:  $E_{oed} = \alpha' q_{cm}$

$$E_{oed} = 3.52 \times 12 = 42.24 \text{ bars}$$

Le tassement est :  $\Delta H_1 = (3/42.24) \times 1.613 = 0.114 \text{ m}$

Tassement de la **2<sup>eme</sup>** sous couche :

Le coefficient  $\alpha' = 12$  pour les sols mous.

La résistance à la pointe moyenne de la **2<sup>eme</sup> sous couche** est :

$$q_{cm} = 2.13 \text{ b} ,$$

$$\Delta \sigma_v = 1.581 \text{ bars}.$$

On a:  $E_{oed} = \alpha' q_{cm}$   $E_{oed} = 2.13 \times 12 = 25.56 \text{ bars}$

Le tassement est :  $\Delta H_1 = (6/25.56) \times 1.581 = 0.185 \text{ m}$

$$\Delta H_1 = 0.185 \text{ m}.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux 4.4 suivant :

**Tableau 4.4 :** Les résultats d'un essai *in situ* fictif au pénétromètre statique CPT

Les sous couches	$q_{cm}$ (bars)	$\Delta$ (bars)	$\alpha'$	$E_{oed}$ (bars)	$\Delta H_i$ (m)
3	3.52	1.61	12	42.24	0.114
6	2.13	1.58	12	25.26	0.185
9	5.34	1.49	12	64.08	0.07

Les résultats d'un essai *in situ* fictif au pénétromètre statique CPT sont présentés dans le tableau 4.5 où les résistances de pointe  $q_c$  et les frottements latéraux  $f_s$  sont donnés à 20 profondeurs. Les poids volumiques des sols et la cote du niveau de la nappe sont les mêmes que pour l'essai SPT.

L'évaluation du rapport de cisaillement cyclique CSR induit par le séisme est effectuée en considérant un séisme de magnitude  $M_w$  égale à 6.5, une accélération PGA égale à 0.25g, et un niveau d'eau concomitant avec le séisme de projet affleurant.

La procédure de calcul du facteur de sécurité à la liquéfaction FSL selon la méthode simplifiée (Youd *et al.* 2001) est présentée dans Javelaud *et al.* (2019). La dernière colonne du tableau 5 présente les résultats de FSL obtenus.

**Tableau4.5 :** Données brutes du cas test pour les essais de pénétration au cône CPT en sondage et résultats synthétiques du calcul du facteur de sécurité  $F_{SL}$

Profondeur (m)	Résistance de pointe ( $q_c$ ) en kPa	Frottement (fs) en kPa	Facteur de sécurité A la liquéfaction $F_{SL}$
0.4	4200	253.33	1,01
2.2	17000	866.67	0,63
2.4	5200	853.33	1.50
5.4	7200	453.33	0.57
6	8400	706.67	1.20
6.2	8600	760	1.45
6.4	8400	706.67	1.20
6.6	8600	760	1.65
6.8	9400	840	0.73
7	10400	906.67	1.58
7.2	11200	1053.33	0.32
7.4	12000	1133.33	1.63
7.6	14300	1046.67	1.45
7.8	11600	1066.67	0.82
8	17000	1200	0.90
8.2	15500	1100	1.50
8.4	14200	1053.33	1.60
8.6	15000	800	1.78
8.8	16000	1066.67	1.63
9	24000	1600	0.92

Les tassements évalués par l'abaque de Zhang *et al.* (2002) plus faibles que ceux évalués par la méthode (Buissman, 1936) si on exclut l'essai à 3m de profondeur rous déformations volumiques arrondies au dixième de pourcent ne permet tent pas la comparaison.

Le tassement c'est en pourcentage et de 35 %

#### 4.10. Comparaison systématique des deux méthodes

La différence entre les méthodes de (Buissman ,1936) et d'Idriss & Boulanger (2008) est la méthode de travail, telle que (Buissman, 1936) on devise le sol sur des couches pour faciliter le calcul mais la méthode d'Idriss & Boulanger (2008) on travaille avec chaque profondeur utilisons l'abaque (d'Idriss & Boulanger ,2008)

Les déformations volumiques  $\varepsilon_v$  sont évaluées par les deux méthodes sa des valeurs identiques pour le même sondage de  $qc_{1N}$  de 71.40 jusqu'à 266, 67 afin de couvrir les plages d'utilisation, et pour des coefficients de sécurité à la liquéfaction  $FS_L$  compris entre 0.57 et 1.78

Le seul cas particulier est limité aux couples (coefficient de sécurité  $FS_L > 1$ ; résistances de pointes normalisées  $qc_{1N} < 100$ ) du fait d'une mise sous forme du croisement de courbe de l'abaque d'Idriss&Boulanger(2008). L'effet est cependant faible en pratique car ce sont des cas où les tassements évalués sont au plus de l'ordre du pourcent.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique. Lors du séisme, les contraintes et déformations créées, dans un dépôt de sol lâche saturé, peuvent lui causer la perte partielle ou totale de sa capacité portante. Les séismes de Nigata au Japon en 1964 et de la ville de Mexico en 1985 sont des exemples pour lesquels la liquéfaction des sables a causé des dommages considérables.

Le centre national des recherches (NCR), présidé par le professeur Whitman en 1945, a organisé une assemblée de 36 experts pour revoir et évaluer les dégâts causés par le phénomène de liquéfaction. Une deuxième assemblée a été formée et financée en 1996 par le centre national des recherches pour le génie sismique (NCEER) pour revoir les progrès qui ont été faits depuis 1986 et dont le but est d'améliorer la première procédure d'évaluation de la résistance à la liquéfaction mise en place par Seed et Idriss en (1971). Depuis, un certain nombre de méthodologies sont développées pour évaluer la réponse cyclique des sols. En général, les analyses de liquéfaction réalisées dans les études sont basées sur les essais in situ tels que : Essai SPT, CPT, Vs et DMT.

Mon choix de méthode était conditionné par les données que j'avais procurées de ce site de Chfek Ghazaouet et la route de la plage de bhira.

J'ai utilisé des méthodes approchées basées sur les données de SPT en utilisant les méthodes : (Blake (1999) ; D'Andrus et al (2004) ; d'Idriss et Boulanger (2006)). Par contre pour le site la route du bhira J'ai employé les méthodes approchées basées sur les données CPT (Robertson et Wride(1998) ; Andrus et Al (2004)).

Les résultats obtenus dans ce mémoire ont prouvé la fiabilité des méthodes approchées dans l'estimation de la liquéfaction car les points liquéfiés étaient les mêmes par toutes les méthodes



## RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Andrianopoulos et Papadimitriou, D. K. (2014). "Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic Coefficient estimation". *Computers and Geotechnics*, 55, (195–210).
2. Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D., and Karamitros, D. K. (2014). Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient estimation. *Computers and Geotechnics*, (Pages 190–195).
3. AYAD, F, (2014). "Analyse fiabiliste du potentiel de liquéfaction des sols". (Thèse de doctorat en génie civil «»). (85-120).
4. Cambou, B. (1987). "A constitutive model for granular materials based on two plasticity", (52-53).
5. Casagrande, A. (1976). "Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review". *Harvard Soil Mechanics Series*, Harvard University Cambridge Massachusetts, (88-90).
6. Casagrande, A. (1976). "Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review". *Harvard Soil Mechanics Series*, Harvard University Cambridge Massachusetts, (63-64).
7. Castro, G & Poulos, S. (1977). "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (103-105).
8. Castro, G et Poulos, (1979) "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility ". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, (112-115).
9. Cambou, B. (1987). " A constitutive model for granular materials based on two plasticity mechanisms". In *Proc. Int. Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils*, (25-30).
10. Ghaboussi, J. (1982). " Modeling and analysis of cyclic behavior of sand". *Soil mechanics-transient and cyclic loads*, (13–42).
11. Ghaboussi, J. (1982). " Modeling and analysis of cyclic behavior of sand". *Soil mechanics-transient and cyclic loads*, (48).
12. Hazen, A. (1920). " Hydraulic-fill dams". *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, (83).
13. Hujeux, J. (1985). " Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols".(22)
14. Habib, P. and Luong, M. (1978). " Sols pulvérulents sous chargement cycliques". *Séminaire Matériaux et Structures Sous Chargement Cycliques*, (28–29).
15. Hujeux, J. (1985). " Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols". *Genie parasismique*, (287–302).
16. Ishihara and Yoshimine, (1992). Evaluation of settlements in sand deposits, following liquefaction during earthquakes. *Soils and foundations*, (173–188).
17. Idriss et Boulanger,(2008). *Soil liquefaction during earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute. (82-83)
18. Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. (1990). Strain space plasticity model for cyclic mobility. Report of the Port and harbour Research Institute, (29).
19. Ishihara, K. (1980). One-dimensional soil response analysis during earthquakes based on effective stress method. *J. of the Faculty of Engineering*, (4):655–700.

20. Ishihara, K. (1984). Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of pond deposit. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.p13
21. Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. Proc. of 11th ICSMFE, 1985, 1 (321–376).
22. Javelaud, E. (2016). Mise en OEuvre de l’approche graduee dans les etudes de liquefaction. In Proceedings des 9iemes Journees Nationales de Geotechnique et de Geologie del’Ingenieur.
23. Javelaud, E. (2016). Mise en Oeuvre de l’approche graduée dans les études de liquéfaction. In Procédions des 9 nièmes Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de L’Ingénieur. (52-53).
24. Kulhawy et Mayne (1990), Manual on estimating soil properties for foundation design, (85-90).
25. Kramer, S.L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall, New Jersey, (60-62).
26. Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering prentice hall. Up per Sandel River, NJ.(55-60).
27. K. Yedjour (2012.), « Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux », Université Mohamed Khider Biskra, (63).
28. Liao, S. S., Veneziano, D., and Whitman, R. V. (1988). Regression models for evaluating liquefaction probability. Journal of Geotechnical Engineering, 114(4):389–411.
29. Mogami et Kubo, (1953), Simplified analytical method for earthquake-induced differential settlement of buildings, (Pages 12-15)
30. Mohamed et Ben abderrahmane, (2009), Description, Méthodes D’évaluation, Traitement, Poste liquéfaction, (Pages 42-43)
31. Martin, G. R., Finn, W. L., and Seed, H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,(Pag423–438).
32. Mogami et Kubo,(1953), The Behaviour of Soil during Vibration,(55).
33. Med. R. El Ouni, Ikram Guettaya, Olivier Ple (2015) Evaluation du risque de liquéfaction de la fondation d’un barrage en terre a partir d’essais in situ
34. Mohamed Mekerbi, Ismail Benabderrahmane. Liquéfaction des Sols (Masters in Science in Earthquake Engineering and Disaster Risk Management, 2009).
35. Nemat-Nasser, S. (1977). ” Geothermal energy-heat extraction from hot dry rock masses. In American Society of Mechanical Engineers, Energy Technology Conference and Exhibition, Houston, Tex., Sept. 18-22, 1977, ASME, Transactions, Series J-Journal of Pressure Vessel Technology, (vol. 99, Nov. 1977), volume 99, (25).
36. Pecker, A, Prevost, J, and Dormieux , L. (2001). ” Analysis of pore pressure generation and dissipation in cohesionless materials during seismic loading” . Journal of earthquake Engineering,(441–464).

37. Pecker, A. (1984). "Livre de dynamique des sols". Presse de l'école nationale des Pontset Chaussées, ( 04-10)
38. Seed et Idriss, (1982), "The modified Chinese method for fine grain soils", (50-55)
39. Terzaghi et Bjerrum et Rosenqvist (1957), "Engineering Geology" , (173-181).
40. Terzaghi, K., Bjerrum, L., & Rosenqvist, I. T. (1957). "Varieties of submarine slope failures". the Institutt,( 66).
41. Yang, Z., Elgamal, A., and Parra, E. (2003)." Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation", Journal of Geotechnical and Geoenvironment al Engineering, (129).
42. Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001)." Liquefaction resistance of soils", summary report from the 1996 nceer and 1998 nceer/nsf workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, (297–313).